
巻頭言	新しい耐震設計法	早稲田大学教授 濱田政則	1
小特集	新しい耐震設計法		
	基礎構造物の性能設計と耐震設計	本城勇介	2
	改正建築基準法における建築基礎の耐震設計	杉村義広	9
	鉄道橋基礎の耐震設計	室野剛隆	15
	港湾構造物の耐震設計法	井合 進	23

新しい耐震設計法

早稲田大学教授 濱田 政則

兵庫県南部地震は構造物の耐震性や社会の地震防災性の在り方についてさまざまな教訓を示した。それらの中で最も重要な教訓は「兵庫県南部地震の断層近傍域で発生したような強烈な地震動に対しても構造物が壊滅的な破壊を生ずることなく、人命と財産に重大な被害が発生しないように構造物の耐震性を向上させる」ことであったと考えられる。(社)土木学会は地震後、土木の各分野の実務者、研究者よりなる「耐震基準基本問題検討会議」を組織し、今後の土木構造物の耐震性の在り方や耐震性向上のための技術開発の方向性等についての検討を行った。その結果、土木構造物の耐震性を向上させるための基本方針として、i) 2段階の地震動に対する耐震設計、およびii) 性能規定型耐震設計法、の2点を提唱した。2段階設計法は、従来の耐震設計で考慮してきた設計地震動(レベル1地震動)に加え、発生頻度は低いが、神戸で発生したような強地震動も考慮して構造物の耐震性を照査しようとするものである。性能規定型設計は、設計で想定する地震動に構造物が遭遇した場合に地震中および地震後に構造物が保有すべき性能(機能)をあらかじめ定め、この性能を満足するように構造物の損傷度程度や残留変形量を許容される範囲に収めるようにするものである。個々の構造物の性能を規定するのにとどまらず、構造物や施設が構成するシステム、たとえば水道や電力などのライフラインシステムでは地震後の供給能力などを設定し、これをもとにシステムの構成要素である施設や構造物の必要機能が決定される。構造物の耐震性向上に関しては、土木学会の提言と同様な考え方が平成7年7月に改訂された「防災基本計画」で採用された。「2段階設計法」と「性能規定型設計法」が構造物の耐震設計に関する国の基本方針となったと考えることができる。

兵庫県南部地震後、ほとんどの土木構造物の耐震設計基準が、土木学会の提言や防災基本計画に示された基本方針に沿って改訂された。しかしながら、土木学会の提言や防災基本計画の考え方を具体化するには以下のような課題があった。

まず、レベル2地震動をどのように設定するかという問題である。これについては二つの考え方が提案された。一つは“既往最大”という考え方である。今までに我々が観測した地震動の上限値をもって今後の耐震設計のための地震動としようとする考え方であり、新しく改訂された道路

橋示方書において地表面の設計震度を最大0.8としているのはこの考え方がベースになっていると思われる。これに対して、設計地震動を確率論的に定めようとする考え方が提案され、鉄道施設や水道施設の耐震基準で採用された。“既往最大”の考え方では、それを超える地震動が観測されるたびに、地震動の改訂の必要性が議論されることになる。また、確率論的な決定法では、再現期間が著しく長い地震動に関しては確率を論ずるに足るだけのデータの蓄積が不十分であり、現時点では両者の考え方に優劣をつけることは難しい。

性能規定型設計において、構造物が保有している機能は、構造基礎を含めた構造物各部位の損傷度や残留変形の程度によって判断されることになる。このためには構造物の塑性領域における大変形挙動から破壊に至るまでの過程を定量的に評価することが要求される。コンクリート橋梁など一部の構造物を除けば、従来から地震後の残留変形が生じない設計、すなわち弾性領域での設計が行われていた。このため、鋼構造物、コンクリート構造物の塑性領域での挙動や破壊のメカニズムに関する知見と情報の集積は十分でない。

性能規定型設計はアースダムや護岸、擁壁などの土構造物などにも適用されることになる。これらの構造物の設計は地震力や自重による外力に対し、すべりや転倒などに対する抵抗力が一定の割合で上回っていることを確認することで行われてきた。レベル2地震動を耐震設計で考慮することになると、多くの場合外力が抵抗力を上回ることになる。構造物にすべり、沈下、水平変動などの残留変形や損傷が生ずることになり、これらをもとに構造物の機能が満足されているか否かが判断される。しかしながら現時点においては盛土や擁壁のような土構造物の損傷や残留変形量を精度良く推定する手法は確立されていない。

兵庫県南部地震後、上記の課題に関してきわめて精力的な調査・研究が行われたが、未解決の課題も数多く残されている。耐震設計基準の改訂は実務からの要請もあって未解決の課題を抱えながら見切り発断的に行われたことも否定できない。上述した課題については現在多くの研究者や研究機関によって研究が推進されている。これらの研究成果を待って、近い将来再び耐震基準を改訂する時期が来ると考えている。

基礎構造物の性能設計と耐震設計

ほんじょう ゆうすけ
本城 勇介*

1. はじめに

物事をその outputs (形としての結果)ではなく、outcomes (内容としての結果)で評価しようという performance evaluation (性能評価)の考え方は、企業経営、行政評価、教育評価など多くの分野で共通に見られる考え方である(日下部, 2001)。この考え方の裏には「競争原理の導入による効率的な社会の追求」という考え方がある。情報公開の行き届いた自由な社会における、公平な競争の実現による効率的な社会の追求である。情報公開、規制緩和、自己責任、説明性 (accountability)、透明性 (transparency)、リスク管理等の近年頻りに耳にするキーワードは、すべてこのような社会システムの実現にびたりと当てはまる位置をもっている。性能照査型設計は、このような考え方の、構造物設計への適用であるといえる。

日本も 1996 年 1 月に加盟した WTO/TBT 協定の「仕様に基づく規定ではなく、性能に基づく規定」は、まさに我が国の国際社会における、このコンセプトの承認を意味している。この結果、現在我が国の建築、道路橋、港湾施設、鉄道構造物等多くの分野で、設計基準の性能規定化が進んでいる。しかし性能照査型設計は本質的に多様であり、現在我が国のいろいろな学会のグループや、種々の構造物の主管機関で出されている提案には多くのバリエーションがある。いまだに明確な全体像は明らかになっていないといえる。

この小論では、「性能設計」に関する次の 2 つの問いについて考えたのち、性能設計の耐震設計への取組みについていくつかの情報を紹介する。ここでいう 2 つの問いとは、「性能設計とは何か」、そして「地盤構造物に性能設計は可能か」というものである。

2. 性能設計とは何か

2.1 性能明示型設計と性能照査型設計

福井 (2001) は、現在議論されている「性能設計」の概念は、次の 2 つの分けて議論されるべきだとしている。

- ① 性能明示型設計：構造物の機能を確保するために要求する性能のレベルと、その照査に用いる荷重のレベルの関係を明確にした設計法。
- ② 性能照査型設計：構造物の機能が確保されていることを、要求性能をブレイクダウンした仕様ではなく、要求性能そのものを提示し、これを照査することを規定した設計法。

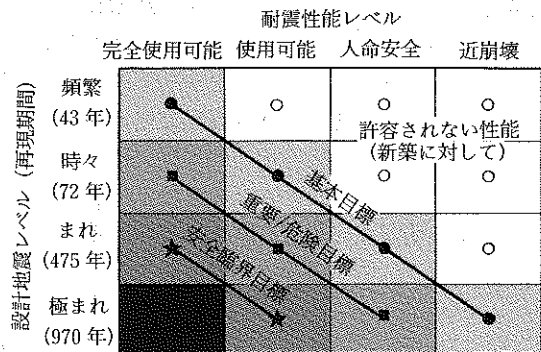


図1 Vision 2000 の性能マトリックス

Nordic 5 Leave	New Zealand	Australia	UK	Canada	
Goal	Objectives	Objectives	Goals	Objectives	
Functional Requirements	Functional Requirements	Functional Requirement.	Functional Requirements	Functional Requirement.	Mandatory Requirement.
Operational Requirements	Performance Requirements	Perform. Requirement. Deem to Satisfy			
Verification Methods	Verification Methods		Performance	Acceptable Solutions	Supporting Documents (Guidance)
Acceptable Solutions	Acceptable Methods		Technical Sol.		
			Alternative Approaches		

図2 世界のいろいろな建築構造物設計コードにおける要求性能表示の階層性

* 岐阜大学教授 工学部土木工学科

この指摘は適切であって、そもそも現在「性能設計」と称されているものには、上記2つの概念が混在していることは、その発展の経緯からも明らかなのである。

すなわち、①は米国のカリフォルニア構造技術者協会 (SEAOC, 1995) の Vision 2000 の要求性能マトリックス (図1) の提案に源を発した考え方である。この提案は、ノースリッジ、ロマプリータの両地震被害の経験の中で、建築物の所有者と構造技術者の構造物の耐震性能に関する理解が、まったく異なっていたという反省を踏まえたものであり、両者の対話の手段として考え出されたものである (地盤工学会, 2000)。したがって専門家でない人にいかにわかりやすく建築物の構造に関する性能を説明し、設計時に適切なメニューを選択してもらうかという問題意識がその根底にある。

一方、②は図2に示すように、設計基準の中でどこまでを強制基準とし、どこに自由度を認めるかという議論の中から発達してきた考え方である。現在の主流の考え方は、構造物の性能についてのみ規定し、その照査の方法については自由度を認めるというものである。これはスカンジナビア諸国の統一的な構造物設計コードとして開発された設計コードに端を発しているといわれ、現在 Nordic 5 Level System として知られている。その後世界の多くの建築設計コードが、この考え方に従った。

②の考え方は、したがって「公共の福祉を守るための行政の規制のレベル」と、「経済効率を高めるための、公平で自由な競争原理の導入」という2つの、場合によっては相反するベクトルをもつ概念の調整という側面をもつ。周知の WTO/TBT 協定の、「仕様に基づく規定ではなく、性能に基づく規定」とも密接に関係する考え方であり、特に行政の立場で性能設計を考えると重要である。

①と②、2つの概念を融合した性能設計コードもすでに存在する。ICC 建築物性能コード (ICC, 2000) がこれであって、簡単にいうと②における3段階の階層的な構造物の要求性能の表示を取り入れ、かつ最下層の要求性能の記述に①の性能マトリックスを採用している。①を採用する理由は、この方法が構造物の要求性能を表示するときに説明性が高いと考えるからである。著者らが提案している「地盤コード21」も、この考え方を取り入れている (本城, 2000)。

最近の我が国の主な基礎構造物設計コードの動向を見ると、道路橋示方書は H. 13 の改定としては②を重視していると述べられている (福井, 2001)。一方鉄道構造物等設計標準では②の考え方はほとんど見当たらず、①を重視しているように見える (奥村・棚村, 2001)。建築基準法、港湾の施設の技術上の基準では、①と②の融合が試みられていると思われる (二木, 2001; 山本・菊池, 2001)。

2.2 性能設計と限界状態設計法

性能設計平行して、限界状態設計法について語られることが多い。この関係を説明しておきたい。

限界状態設計法は、性能設計よりはるかに長い歴史をもつ。従来特に上部構造物の設計は、許容応力度設計法で

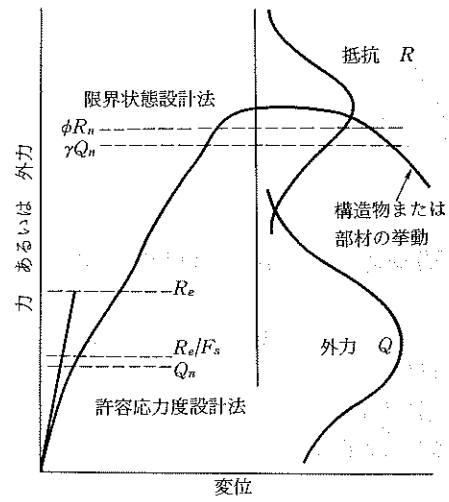


図3 許容応力度設計法と限界状態設計法の概念図

われてきた。この設計法では、弾性体力学をベースとして、材料の実際の破壊強度よりかなり低い応力レベルで、構造物の安全性について照査を行う設計法であった (図3)。これに対して、特に材料が破壊するような応力レベルで、実際に構造物や部材の破壊をシミュレートできるような力学 (塑性力学) が発達し、これを取り込む形で終局状態設計法が提案された (図3)。終局状態設計法では、構造物の破壊を直接考えるので、その発展の初期段階から、外力や材料特性の不確実性を考慮することが行われ、これが確率論に基礎を置いた信頼性設計法として発達した。これらを総合しているのが限界状態設計法であり、したがってここでは終局状態設計法と信頼設計法が融合している (古田, 1987)。

地盤構造物の設計は、許容応力設計法を取ってきたわけでは必ずしもないが、たとえば浅い基礎の設計を、塑性論で求められた極限支持力に対して大きな安全率 (たとえば3) をとって設計するという考え方は、明らかに構造物が過度の沈下をしないことを意識して定められた設計法であり、「構造物の限界状態を直接照査の対象とする」という限界状態設計法 の思想とは、異なった考え方である。したがってそのような設計法は、許容応力度法的な設計法であるといえる。

現在の限界状態設計法は、限界状態 (構造物にとって好ましくない状態) を、終局限界状態ばかりでなく、快適な使用に支障をきたす使用限界状態、経済的に許容できる費用の補修で初期状態に復旧できる程度の損傷に留める修復限界状態など、複数の限界状態に対応できる設計法へと展開されている。

1998年に改定された ISO 2394「構造物の信頼性に関する一般原則」は、構造物の設計コードの書き方に関する国際的に合意された一般原則を示した文書である。ISO 2394は、構造物の設計コードには限界状態設計法を採用することを定めており、これが今日多くの設計コードが、この設計法に移行しようとしている一因である (ISO, 1998)。

構造物にたいする種々の要求を明示し、この状態を直接に照査するというのが限界状態設計法の特徴であるから、この設計法は性能設計ときわめて相性が良い。「性能設計を実現する現段階におけるもっともふさわしい設計法は、限

界状態設計法である」といわれるゆえんである。

次章では、「性能設計を実現する設計法は、限界状態設計法である」という立場から、両者を同一のものとして議論する。

3. 地盤構造物に性能設計は可能か

「 N 値をベースとした現在の基礎構造物の設計法では、性能設計は無理だ」、「土構造物の変形予測のレベルからいって、性能設計などとてもない……」等の言葉を最近よく耳にする。この節では、この問題を考えてみたい。

3.1 設計とは何か

図4は、地盤構造物の設計を構成する要素を説明したも

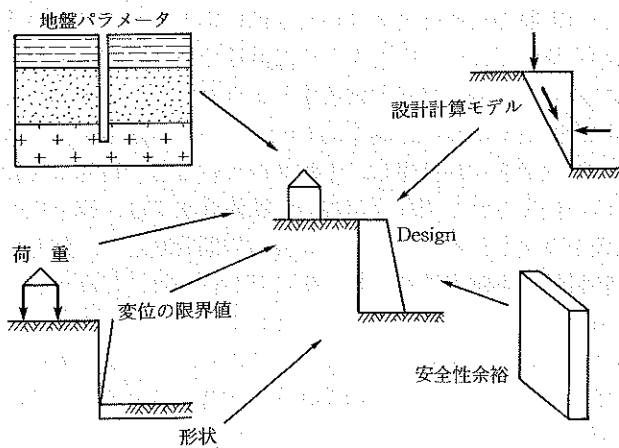
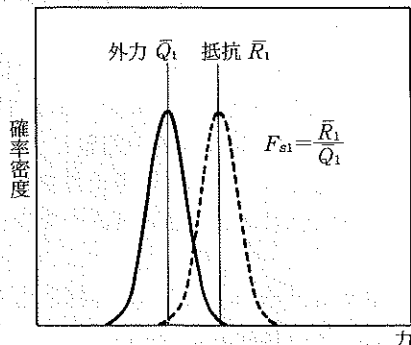
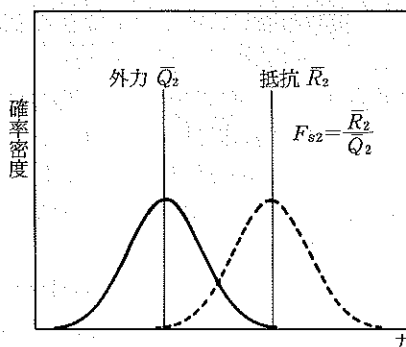


図4 地盤構造物の設計に関わる諸要素



(a) 外力と抵抗の不確実性が小さい場合



(b) 外力と抵抗の不確実性が大きい場合

図5 不確実性がおおの異なる2組の外力と抵抗力に対して同じ安全性余裕をとった場合の安全率の違い

のである。設計では、荷重、地盤パラメータ（各土層の力学特性、土層構成、地下水の状態等）を決定し、計算モデルにより照査を行って構造物の諸元等を決定する。このときそれぞれの要素は不確実性をもつので、これを考慮して、そのうえで適切な安全性の余裕を導入する必要がある。この一つの表現が安全率であり、また部分係数である。

安全性余裕の導入には、各要素の不確実性の程度の把握と同時に、社会的な安全性のレベルに関する要求を見極めた意思決定が必要である。これが構造物の設計という行為は、意思決定であるといわれるゆえんであり、これは従来からの許容応力度法による設計であれ、限界状態設計法を用いた設計であれ基本的に同じである。しいていえば、明確に定義された種々の「限界状態」を考慮する后者では、このような状況がより明確に見えるようになっている、すなわち説明性が増しているといえる。

図5に、外力や抵抗力の不確実性が異なる場合の、同様の安全性余裕を確保した場合の、安全率の違いを示した。この場合安全性余裕は破壊確率、すなわち外力が抵抗力を超過する確率で評価される。図から一目瞭然のように、同程度の破壊確率を確保するためには、不確実性の大きい場合は小さい場合に比べて、外力と抵抗力の平均値の間隔を離す（すなわち安全率を大きく取る）必要がある。

3.2 性能設計は可能か

地盤構造物の性能設計は不可能だと主張される場合、それは次のいずれかを意味するのではないだろうか。

① 地盤構造物の設計法は、ほとんどの場合構造物の限界状態、特に変形に関する限界状態を直接に予測する設計法がないので、性能設計は不可能だ。

② 地盤構造物の設計法（計算モデル）は予測精度が低く、不確実性が非常に大きいので、性能設計は不可能だ。

③ N 値に代表される非常に荒っぽい地盤調査の上に構築された、現行の設計基準レベルの設計法では、地盤のパラメータに関する情報の不確実性があまりにも大きく、性能設計は不可能だ。

①は設計計算モデルの不在を、②は設計計算モデルの精度を、③は設計計算モデルへの入力値の不確実性を問題にしている。

まず①は直接限界状態を照査する設計計算モデルの不在を指摘している。もちろんこれは好ましい状態ではない。想定する限界状態を適切にモデル化し、照査できるように技術開発が進展することが必要である。しかし一方で、このような場合にこれにどのように対処すべきかということも、性能設計では考えられている。これがいわゆる適合見做し規定（Deemed to satisfy）とよばれる照査方法であり、「限界状態をまったく再現しない計算方法などで構造物の性能を照査する」ものであり、「これらの照査の有効性は経験により保証される」とする。

この「適合見なし規定」の考え方は、設計の経済性（重要度の低い事項の照査の手間とコストを、最小限度に抑えようとする考え方）の観点からも推奨される場合があることを申し添えておく。

また性能設計では、その照査が構造物のどのような性能を照査するのが重視される。つまり設計法の説明性が常に重視されるのである。したがって適合見做し規定を用いる場合も、それが構造物のどのような性能を照査するのが、明記される必要がある。

②と③についていえば、これらは不確実性の程度が大きいということを行っているのであるから、図4で示したようにどの程度外力と抵抗力の平均値の間隔を開けるかという問題に最終的に帰着するので、性能設計の不可能を主張する理由にはならない。不確実性の大きい設計法は、より不経済な設計法となる場合が多いといえる。

限界状態設計法を導入すると、設計を構成する個々の要素(図3)の不確実性の定量化が要求される。これは難しい場合も多いが、この作業により設計全体のバランスを把握することができ、このことにより研究や技術開発の方向が示唆されることも期待される。設計という作業の説明性を増すという点でも、資するべきところは大きい。

不確実性の把握が直接困難な要素を含む場合の限界状態設計法の適用方法も、開発されている。現在存在する構造物は、社会が許容する安全性余裕のもとに設計されていると仮定し、これよりそのレベルを逆算しようとする方法である。コード・キャリブレーションといわれる。

地盤構造物の性能設計、すなわち限界状態設計法の適用の課題は、他の分野(鋼やコンクリート構造物)と比較して異なるものではない。地盤がサイト特有の材料である点から、その調査の質および量をどのように決定するかということは、確かに地盤設計に独特の問題である。しかしこれも基本的には各設計要素の含む不確実性の程度とのバランスの中で解を求めめる問題である。

4. 北米の性能設計

最後に、耐震設計に性能設計を最初に持ち込んだ北米における経緯にふれ、またその最近の動向にも言及したい。

4.1 耐震設計に関する性能明示型設計

(1) Vision 2000

耐震設計における性能設計を有名にしたのは、1995年にSEAOC(カリフォルニア構造技術者協会)より発行された、Vision 2000という報告書により示された性能明示型設計の考え方である(SEAOC, 1995)。

この報告書で最もよく知られているのは、建築物の耐震性能を、荷重頻度と性能レベルを2つの軸とし構造物の重要度をパラメータとして表示することを提案した、性能マトリックス(performance matrix)である(図1)。

ここで特に注目すべき点は、この性能マトリックスが提案されてきた経緯である。そもそもVision 2000は、カリフォルニアを1989年に襲ったロマプリータ地震と1994年に襲ったノースリッジ地震で、人命はともかく、物的に予想以上の被害があったことに端を発している。前者では70億ドル、後者で300億ドルの経済被害があり、これは地震の規模に対応して社会が許容できる被害規模ではないと考え

られたことが、報告書作成の大きな動機になった(Hamburger, 1997)。また同時に、多くの建築物で、所有者が意図していた耐震性能と、設計者が目指していた耐震性能が大きく異なり、両者の間のコミュニケーションにギャップがあったことが明らかになったことも、重大な反省点として認識された。

特に後者のギャップを埋めるために提案されたのが、この性能マトリックスであった。すなわち建築物の所有者(したがって、発注者)は、設計者に対し自らが望む建築物の性能を、それぞれの荷重頻度に対し示し、設計者はその性能を確保できるように建築物を設計するわけである。これは従来のように、設計基準に書かれた仕様を満足するように設計するだけでは、その結果設計された建築物がどのような具体的な性能を満足しているのか明確でなく、所有者と設計者は建物の性能について明確な合意に達したうえで設計を行うべきであるという思想に立っている。

米国の性能設計は、このVision 2000の線に添ってその後進展している。たとえば、SEAOC(1999)、FEMA(1997a, 1997b)等に、その影響をはっきりと読み取れる(詳しくは、本城他, 2000参照)。

ところで、米国の道路関係の設計基準の代表的なものは、AASHTOコードである。AASHTOの耐震設計に関する部分は、カリフォルニア州交通局(Caltrans)が、AASHTOに先行して作業を行いその結果が、順次AASHTOコードに取り入れられていく場合が多いといわれている。Caltransは、1989年ロマプリータ、1994年のノースリッジという2つの地震被害を踏まえて、ATCに道路橋の耐震設計に関する見直し作業を委託し、その結果はATC-32という報告書で知られている。この報告書にも性能設計の考え方が色濃く反映している(ATC, 1996)。

4.2 SAC Steel Moment Resisting Frame Project

Vision 2000によって表わされた性能明示型設計の一つの究極の姿が、SAC Steel Moment Resisting Frame Projectといわれるプロジェクトで最近完成した(Wen, 2000)。このプロジェクトは、ノースリッジ地震等で特に被

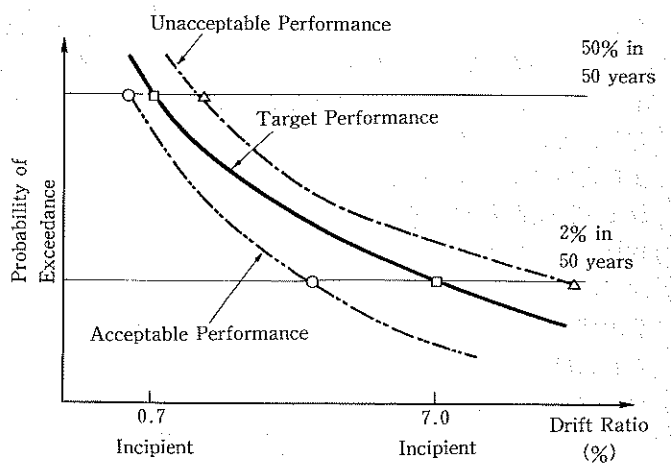


図6 SACプロジェクトの2段階照査規準

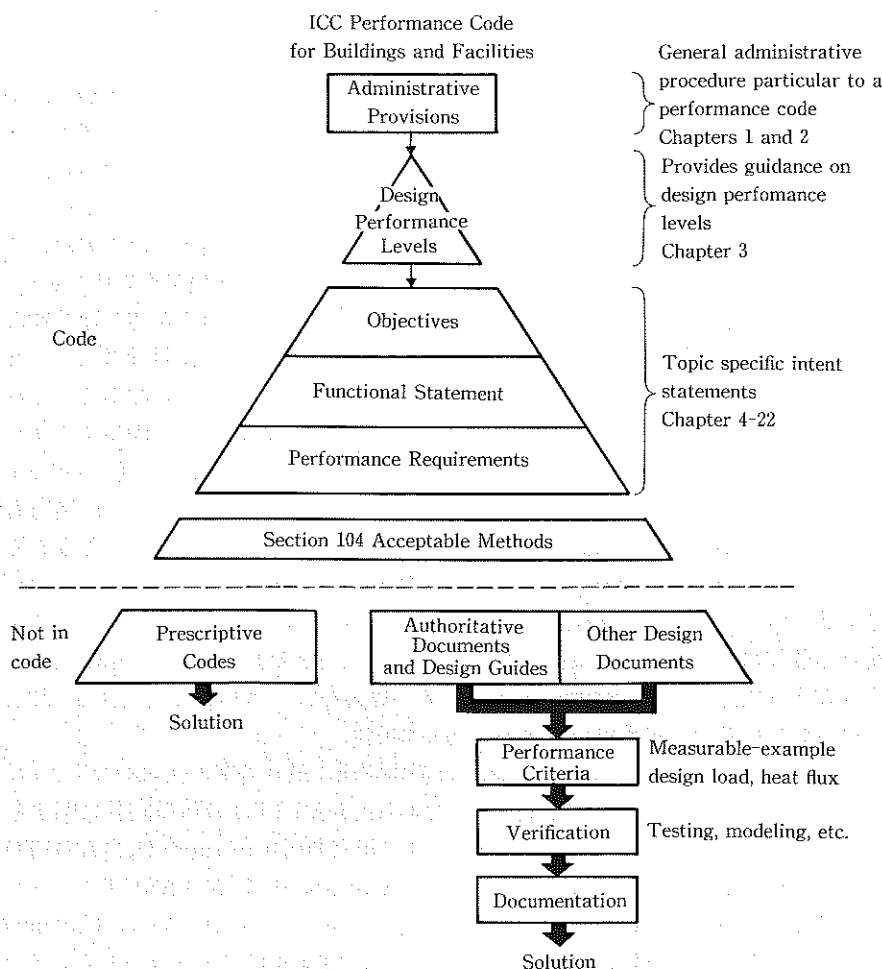


図7 ICC 建築構造物性能コードの階層構造

害の大きかった外力に曲げ剛性により抵抗する鋼フレーム構造の建築物の設計法の見直しを目的としたもので、特に問題の多いジョイント部分の実験的な評価から、全体の設計法を含む大掛かりなプロジェクトである。その詳細な内容を紹介した文書を入手することは現在できないが、Wen (2000) による概要によれば、その特徴は次のとおりである。

(1) 性能マトリックスにより規定される構造物の要求性能は、階の相対変位量の超過確率で規定する (たとえば図6)。

(2) 外力の不確実性評価は弾性応答スペクトルによる。

(3) 構造物の非線形応答の効果を評価するため、dynamic pushover 解析という方法をとる。これは先に決定した弾性応答スペクトルに対応する地震波を、観測波および合成波により 10 波程度の典型的な地震動を準備し、これですべてに時刻歴を考慮した非線形応答解析を実施し、要求性能の達成度を評価するものである。

(4) 最適設計レベルの計算には、構造物の建設、維持管理費用、破壊費用を考慮した LCC 総費用関数を用いる。これには人命の費用等算定の困難なものも含まれるが、これらに対しては感度解析で十分な検討を行った。

(5) 外力の不確実性 (変動係数 80% 程度) に対して不確実性の小さい抵抗力 (変動係数 40% 程度) については、簡便法で不確実性を見こんだ。これは約 2 割破壊確率を増

加させる。

(6) 性能マトリックスで示される要求性能を確率的に表現し、かつその不確実性を現在の技術レベルで評価できる部分と、技術者の工学的判断で導入した不確実性に分けて表記することを提唱している。たとえば、「50 年間に 2% の超過確率をもつ入力地震動に対して、建築物の供用期間を通じて階の相対変位量を 5% 以内に押さえることのできる確率は 1/1000 であることに、設計者は 95% の確信を持っている」と表現する。これは、設計者間の設計技量の差を明示する方法であると聞いた。

4.3 性能規定型設計と性能明示型設計コードの融合

(1) ICC Building Performance Code

先にも述べたように、性能設計コードの中には、性能に基盤を置いた設計体系を構築することを目指したものがある。このようなコードの代表例として、ここでは ICC Performance Code for Buildings and Facilities (ICC, 2000) を取り上げる。

その構造を示したのが図7である。このコードは、明確な階層性を持っており、

その階層とは次のようなものである。

目標 (Objectives) : 予期される社会的最終目標。目標は、題目特定 (topic specific) で、建築物の要求される性能の特定の部分を扱う。たとえば、「安定性」の章では、「その建設中、建替え中、供用期間中に予測される外力に対し、要求されるレベルの構造的な性能を提供すること」となる。

機能規定 (Functional Statement) : 機能規定は、一般的な用語で、目的が満たされるために、建築物が供給する機能を説明する。たとえば、「安定性」の章では、「(1) 構造物は、構造部材やシステムへの载荷により居住者に傷害を負わせることがないように、設計・施工されなければならない。(2) 構造物は、もしその所有者が要求するならば、資産 (アミニティ) の損失や、予期されている使用機能の停止が、構造性能のため生じることがないように、設計・施工されなければならない」。

要求性能 (Performance Requirements) : 要求性能は、機能規定が満たされるために必要な、詳細な規定である。たとえば、「安定性」の章の「要求性能」の一部を示すと、「構造物、またはその一部は、それらの性能に影響すると予想される、すべての荷重と、その組み合わせを考慮して、設計・施工されなければならない。荷重は、次のようなものを含むが、これらに限定されるものではない: 死荷重、活荷重、衝撃荷重、爆発荷重、土圧および水圧、洪水荷重、風荷重、雪荷重、降雨荷重、地震荷重、氷荷重、霰荷重、

		PERFORMANCE GROUPS			
		Performance Group I	Performance Group II	Performance Group III	Performance Group IV
MAGNITUDE OF DESIGN EVENT INCREASING MAGNITUDE OF EVENT	VERY LARGE (Very Rare)	SEVERE	SEVERE	HIGH	MODE RATE
	LARGE (Rare)	SEVERE	HIGH	MODE RATE	MILD
	MEDIUM (Less Frequent)	HIGH	MODE RATE	MILD	MILD
	SMALL (Frequent)	MODE RATE	MILD	MILD	MILD

図8 ICC 建築構造物性能コードの性能マトリックス

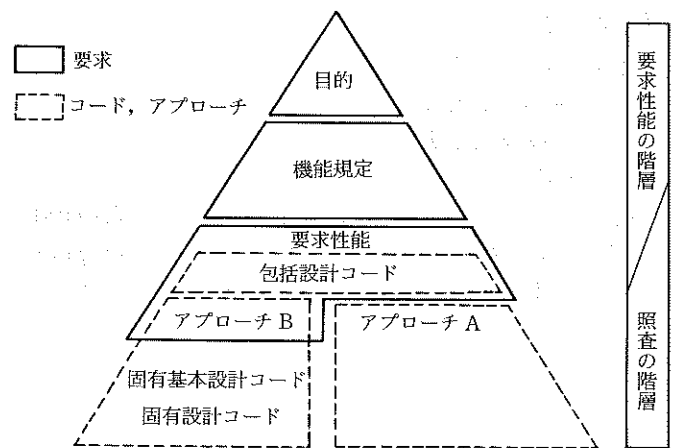


図9 地盤コード21の階層構造

温度荷重)。

許容される方法 (Acceptable Methods) : 許容される方法とは、要求性能を、したがって構造物の目標を、満足するための特定の確認方法や、許容される技術的手段であり、3つの選択の可能性がある:

- ① 性能アプローチ (試験, モデリング, 計算等),
- ② 仕様アプローチ,
- ③ 性能アプローチと仕様アプローチの組み合わせ。

なおこのコードの最終ドラフトでは、性能規定型設計コードと、その他の従来からの仕様の設計コードや設計図書の関係が棲み分けされてきている (図7)。

さらにこのコードでは、建築物のすべての性能を、性能マトリックスにより規定することが、推奨されている。この報告書が、推奨している性能マトリックスの一般形は、図8のとおりであり、Vision 2000などで見慣れた、荷重インパクトと構造物の性能を二つの軸として、構造物の重要度に応じて性能を指定するという方法から、荷重インパクトと構造物の重要度 (Performance Group) を二つの軸として、それぞれの座標に構造物の性能を書き込むという形に変化しているが、基本的に同じ思想に基づいている。

この種の性能コードでもっとも問題になるのが、設計されたものが、本当に性能を満たしているかを、どのように照査するかということである。従来のように、仕様を規定していないので、この照査は困難で、また万一事故や災害時に、性能が満たされていなかったことが明確になった場合には、法的な問題にも発展する。

この問題に対する、解答としては、いくつかの設計法を見なし規定とする、同業者による照査 (peer review) 等が考えられる。この種の国際的な研究も進行しているようであるが、現在のところ決定的な解決策はない。

なおこのコードの最終ドラフトの執筆で主導的な働きをした一人はラスベガス市の建築物規制担当者であったと聞いた。というのも、周知のようにラスベガスは街全体がテーマパーク化しており、従来からの仕様の対応では、どのような建築物も建設不可能になるため、性能的な対応は常に必要であり、彼が多くの経験をもっていたからだとのことである。性能設計を象徴する、おもしろいエピソードであると思った。

(2) 地盤コード 21 Ver. 1

1997年度から1999年度地盤工学会の「我が国の基礎設計の現状と将来のあり方に関する研究委員会」(委員長 日下部治東工大教授) が活動した。この委員会の一つの成果物として、「地盤コード21」という呼称を付された基礎構造物設計指針がドラフトされた。

このコードでは、ユーロコードをはじめとする限界状態設計法に基づいた設計コードの急速な世界的普及、1990年代特に1995年以後のWTO/TBT協定締結後の性能規定型設計コードの台頭を踏まえ、我が国の基礎構造物の共通モデル・コードとなりうるような、設計コードのひな型を提案することを目的とした。特にこのとき、我が国では歴史的な経緯により分化してしまっている道路・港湾・鉄道・建築の各設計基準の統一を図りうるようなコンセプトを提案することにより、我が国が世界に誇りうる基礎設計技術をsingle voiceで世界に発信できるような設計コードの作成を目標とした。国際的に、日本の標準的な基礎構造物設計コードはどのようなものかと問われたとき、これがそれであるといえるものを提案することが、研究の狙いとなった。

このコードでは、階層性をもった要求性能の提示、完全な性能規定型設計コード、性能規定型設計を実施するのにもっともふさわしい設計方法としての限界状態設計法、といったISO 2394など現在世界の標準的な設計に関するコンセプトを満たす規準の作成を試みている (図9)。また同時に、日本の基礎構造物設計コードの調和を計る事を考え、コード作成者のためのコード (a code for code writers) を目指している。

最後に地盤工学会では、2002年4月10日から12日にIWS 鎌倉「基礎構造物設計基準と地盤調査法—国際的調和と性能設計」と題したワークショップを予定している。講演者としてユーロコード7の作成に深く関わったアイルランド・ダブリン大学のOrr博士、さらに現EC7議長のフランスのFrank博士、アメリカAASHTO基準に責任をもち特に耐震設計法に造詣の深いCooper氏、また現在AASHTOの基礎設計の改定を担当しているPaikowsky教授、信頼性理論に基づいた送電線施設基礎設計コードを作成したCornell大学のKulhawy教授、アジアの基礎設

計規準に詳しいシンガポール国立大学の Yong 教授が講演を行う。特に4月10日(水曜日)は、会場を御茶ノ水の中央大学駿河台記念館として、一般の方に聞いていただける通訳付きの講演を予定している。続く11-12日は会場を葉山の湘南国際村センターに移し、この論文に記したような問題についてより深い発表や討論を行う。IWS 鎌倉の詳細は「土と基礎」公告、ホームページ <http://www.cive.gifu-u.ac.jp/~IWS-Kamakura 2002/>を参照されたい。

5. むすび

設計法が切り替わるとき、すなわち許容応力度設計法が、限界状態設計法に切り替わるようなときは、設計コードがいろいろな意味でレベルアップできるチャンスである。Eurocodes は、欧州の統一基準の作成という課題を、1970年代には一段高度な設計法であった限界状態設計法を導入することにより成し遂げようとしている。

性能設計の導入も、このような設計コード全体のレベルアップの機会である。特にWTO/TBT協定やISOの影響で、我が国の主要な設計コードが書き換えられようとしている現在、このようなレベルアップのチャンスである。このレベルアップの一つの重要な課題に、我が国全体の設計コードの調和があげられる。しかし現在この国で起こっていることは、相変わらず、個々の行政単位別のこの問題への対応である。性能設計についても、多くの用語がそれぞれの機関で勝手に定義され、ニュアンスの異なるコンセプトが氾濫し、混乱している。用語やコンセプトの整理だけでも行われなければ、日本の設計コードの混在状態は解消されず、日本のすぐれた設計技術を海外にわかりやすく発信する機会は失われ、長期的にはEurocodesをもつてこの分野の制覇を考えている欧州勢には立ち向かうすべもなくなるのではないかと危惧する。

参考文献

- 1) 日下部治(2001): 基礎構造の性能設計, 基礎工, Vol. 29, No. 8, p. 1.
- 2) 福井次郎(2001): 道路橋基礎の性能設計, 基礎工, Vol. 29, No. 8, pp. 17-20.

- 3) 地盤工学会, 我が国の基礎設計の現状と将来のあり方に関する研究委員会-設計法と地盤調査法の国際整合性-報告書, 第45回地盤工学シンポジウム資料, 2000.
- 4) ICC (2000): Final draft ICC Performance Code for Buildings and Facilities, pp. 196.
- 5) 本城勇介, 包括基礎構造物設計コード「地盤コード21 Ver.1」の提案, 土と基礎, 48(9) pp. 16-19, 2000.
- 6) 奥村文直・棚村史郎(2001): 鉄道構造物基礎の性能設計, 基礎工, Vol. 29, No. 8, pp. 21-24.
- 7) 二木幹夫(2001): 建築基礎構造の性能設計, 基礎工, Vol. 29, No. 8, pp. 12-16.
- 8) 山本修司・菊池喜昭(2001): 港湾構造物の性能規定型コードについて, 基礎工, Vol. 29, No. 8, pp. 25-29.
- 9) 古田 均(1987): 構造設計のための信頼性基礎理論, 土木学会関西支部講習会テキスト「限界状態設計法」, pp. 5-32.
- 10) ISO (1998): ISO 2394: General principles on reliability for structures.
- 11) CIB (1998): Final report of CIB task group 11: Performance-based building codes, CIB Report Publication 206.
- 12) SEAOC (1995): Vision 2000-Performance based seismic engineering of buildings, Vision 2000 Committee, Final Report, 1995.
- 13) Hamburger, R. O. (1997): The development of performance based building structural design in the United States of America, Proceedings of International Workshop on Harmonization in Performance based Building structural design in countries surrounding Pacific.
- 14) SEAOC (1999) Recommended lateral force requirements and commentary (Blue Book).
- 15) FEMA (1997 a) FEMA-273 & 274 (ATC-33): NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.
FEMA (1997 b) FEMA-302 & 303: NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures.
- 16) ATC (1996): Improved seismic design criteria for California bridges: provisional recommendations.
- 17) Wen, Y. K. (2000): Reliability and performance based design, Proceedings 8th ASCE Special Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability (CD-ROM), pp. 21.
- 18) ICC (1998): ICC Building Performance Committee: Preliminary Committee Report.

改正建築基準法における建築基礎の耐震設計

すぎむら よしひろ*
杉村 義広*

1. はじめに

平成10年6月に公布された建築基準法の改正に伴い、平成12年6月からの施行にあわせて多くの技術基準(大臣告示)が出されてきたこと、今後もまだいくつかの技術基準が用意されるであろうことは周知の事実であるが、この改正に伴って建築物の耐震設計は大きく性能設計へ移行する様相を呈している。この状況は建築学会の動向ともある意味で対応しているといえる。

ただし、狭義に建築基礎の耐震設計という観点に絞れば、法規的にはそれほど新しく変わった印象はなく、むしろ学術との乖離が激しくなっており、その乖離の仕方は今後ますます増大していくと思われる。なぜかという、建設省(現国交省)指針¹⁾に基づいて設計している場合であれば「改正建築基準法における建築基礎の耐震設計」は何も変わらないというのが結論で、とくに新しく付け加えるものは何もないからである。しかし、表題をやや広義に解釈して「改正建築基準法における建築の耐震設計に関する基礎の扱い」と受け取るなら、状況は全く異なり、大いに変化するであろうということになる。この違いはどこから出てくるか?それは、法規のみに従う設計であるか、学術面からの見方を加えた設計であるかの差によるのである。ここでは、その差について若干の考察をしてみたいと思う。

表1 建築基準法施行令第38条(基礎)

第38条 建築物の基礎は、建築物に作用する荷重及び外力を安全に地盤に伝え、かつ、地盤の沈下又は変形に対して構造耐力上安全なものとしなければならない。
2 (異種基礎の禁止)
3 (良好地盤支持の原則)
4 前2項の規定は、建築物の基礎について建設大臣が定める基準に従った構造計算によって構造耐力上安全であることが確かめられた場合においては、適用しない。
5 (打撃杭等)
6 (木杭)

表2 建築基準法施行令第93条(地盤及び基礎杭)

第93条 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力は、建設大臣が定める方法によって、地盤調査を行い、その結果に基づいて定めなければならない。ただし、次の表に掲げる地盤の許容応力度については、地盤の種類に応じて、それぞれの次の数値によることができる。

地盤	長期 (kN/m ²)	短期 (kN/m ²)
岩盤	1000	長期の2倍
固結した砂	500	
土丹盤	300	
密実な礫層	300	
密実な砂質地盤	200	
砂質地盤(地震時に液状化のおそれのないものに限る。)	50	
堅い粘土質地盤	100	
粘土質地盤	20	
堅いローム層	100	
ローム層	50	

2. 建築基礎関係の法規上の基準

建築基礎に関する法規上の基準は、平成12年5月23日付けの告示第1347号と本年7月2日付けの告示第1113号でほぼ出揃ったものと考えてよいであろう。これらの根拠条文は、それぞれ建築基準法施行令第38条第3項、第4項と第93条であるので、参考のためにそれらの条文を表1と表2に、2つの告示の概要を表3と表4に(とくに関係の深い部分は字体を変えて)示す。

まず驚くべきことであるが、この2つの告示から建築基礎の耐震性に関する部分を探してみると、ほとんど見当たらないのである。僅かに表4に示した告示第1113号の第八で、杭体等の短期許容応力度が追加されていることがみられ、これらが地震時の検討に用いられるのかを印象づけているのみである。では、具体的規定が見当たらないということは、建築基礎の耐震設計は法的に義務付けられていな

* 東北大学大学院工学研究科教授

表3 告示第1347号(基礎の構造方法及び構造計算)

建築基準法施行令第38条第3項及び第4項の規定に基づき、建築物の基礎の構造方法及び構造計算の基準を次のように定める。

第1 (地盤の許容地耐力度と基礎形式の関係等)

第2 令第38条第4項に規定する建築物の基礎の構造計算の基準は、次のとおりとする。

- 一 建築物、敷地、地盤その他の基礎に影響を与えるものの実況に応じて、土圧、水圧その他の荷重及び外力を採用し、令第82条第一号から第三号までに定める構造計算を行うこと。
- 二 前号の構造計算を行うに当たり、自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめること。

表4 告示第1113号(地盤調査の方法等内容概要)

第一	地盤調査の方法
第二	地盤の許容支持力度 斜め荷重、 N_{sw} の導入
第三	地盤改良(改良体)の許容支持力度
第四	その他の改良地盤の許容支持力度
第五	杭の許容支持力等 打込み、セメントミルク、場所打ち(支持杭、摩擦杭、引抜き)
第六	その他の杭の許容支持力等 実況に応じ、載荷試験
第七	地盤アンカー(許容引抜き抵抗力)
第八	杭体、地盤アンカーの許容応力度 場所打ち杭、RC杭、SC杭、PC杭、その他のコンクリート杭、PC鋼材(地盤アンカーを含む)、杭・地盤アンカーに用いる鋼材

いのかということとそれも違う。実際、この解釈に到達するまでには絡まった糸をほぐすに似た読解作業が必要となるのである。すなわち、基準類をもう一度見直すと、表3に示すように告示第1347号の第2の一に「基礎に影響を与えるものの実況に応じて土圧、水圧その他の荷重及び外力を採用し、…構造計算を行うこと」という規定があることに気付く。地震力が「その他の荷重及び外力」に該当することで、この規定が適用されることになると思い付くからである。「…」の部分は「令第82条第一号から第三号」であるから、表5に示すように許容応力度設計を意味しており、ここで地震時の検討もいわゆる1次設計については義務付けられていることが明確になる。

ただ、第82条の6には触れられていないので、今回の法改正で上部構造には新たに加わった新検証法と呼ばれている設計法、すなわち限界耐力計算までは基礎には義務付けられているわけではないことも読める。注意すべきは、第82条の4にも触れられていないことで、基礎については保有水平耐力の検討も義務付けられているわけではないと読める。法規上「許容応力度等計算」の「等」が抜けた「許容応力度計算」は義務付けられたのであるが、上部構造が保有水平耐力の検討をするような場合でも、さらに限界耐力計算をするような場合も含めて、その建物の基礎の検討は許容応力度計算のみが要求されているということである。

なお、この告示の構造計算をすることについての根元は施行令第38条第4項であるので、表1に示したようにこの

表5 施行令第82条関係の規定(表は関連部分のみに簡略化)

第82条 第81条第1項第一号に規定する「許容応力度等計算」とは、次の各号及び第82条の2から第82条の5までに定めるところによりする構造計算をいう。

- 一 第2款に規定する荷重及び外力によって建築物の構造耐力上主要な部分に生ずる力を計算すること。
- 二 前号の構造耐力上主要な部分の断面に生ずる長期及び短期の各応力度を次の表に掲げる式によって計算すること。

	一般の場合	多雪区域
地震時	$G+P+K$	$G+P+0.35S+K$
	G 固定荷重によって生ずる力 P 積載荷重によって生ずる力 S 積雪荷重によって生ずる力 K 地震力によって生ずる力	

- 三 第一号の構造耐力上主要な部分ごとに、前号の規定によって計算した長期及び短期の各応力度が、それぞれ第3款の規定による長期に生ずる力又は短期に生ずる力に対する各許容応力度を超えないことを確かめること。
- 四 (告示による構造部材の変形等の確認)

第82条の2(層間変形角)
第82条の3(剛性率、偏心率等)
第82条の4(保有水平耐力)
第82条の5(屋根ふき材等の構造計算)
第82条の6(限界耐力計算)

種の構造計算をした場合には第2項の異種基礎の禁止や、第3項の良好地盤支持原則の規定も適用されないことを微妙なところで明示したことになっている(以上では、基礎に限界耐力計算や保有水平耐力の検討までは義務付けられているわけではないことを筆者なりに理解するために告示第1347号の第2の一の条文を引き合いに出したが、これは法律の専門家ではない筆者の単なる憶測として受け止めていただきたい。基礎の耐震設計に許容応力度設計が義務付けられていることを理解するだけなら、表5に示したように令第82条第一号の「構造耐力上主要な部分」に基礎や杭が含まれていることで読みとれると解釈するのが法規上の正しい扱いなのかも知れないので…)

以上のように、あちこちの条文を読み合わせると建築基礎の耐震性についてもある程度義務付けられていることや異種基礎の併用などが必ずしも一義的に禁止されているわけではないことが分かってくるように、いわば巧妙な表現が取られているといえる。しかし、一方でどう解釈したらよいか曖昧性を残している点もある。たとえば、兵庫県南部地震(1995)以降とくに指摘されている地盤応答の杭応力への影響(いわゆる応答変位法とか荷重分布法と呼ばれる設計法)の導入が、上記の1次設計のなかでさらに義務付けられているのかどうかはもう一つ明確でないなどである。表3の第2の二「その他の地盤の変形等」で読めると思えば読めるし、実際の運用ではどう扱われるのだろうかといった点が今後問題となることがあるかも知れない(現時点での印象では「地盤の変形」は限りなく不同沈下に関わる地盤の沈下だけが意識されているのだと思われるが…)

3. 建築基礎の耐震性に関する学術上の動向

本年の10月に建築学会の基礎指針²⁾改定版の講習会が全国で行われている。これは建築基礎の耐震性に関する学術上の取り扱いとしては典型的な例と位置付けられるので、法規と対比して少し考察してみよう。

まず、最も目につくのは、ある意味では前のめり過ぎると思われるくらいであるが、性能設計を真正面から意識してまとめられていることである。すなわち、終局限界状態、損傷限界状態、使用限界状態を想定し、設計用限界値を設定する(限界値を示す工学量としては応力やひずみあるいは変位などが考えられる)。また、それぞれの限界状態に対して荷重・外力を設定し、それに対する応答値を求めて、それが限界値を超えないことを確かめる(その場合、限界耐力設計法の一部として応用される荷重・耐力係数法などが紹介されている)。このことによって性能を確保するのが目的とされている。

これらの限界状態はレベル的には、それぞれ極限あるいは終局状態(耐用期間中に一度遭遇するかどうかの大地震時)、いわゆる短期許容応力度レベル(耐用期間中に数度遭遇すると考えられる中地震時)、長期許容応力度レベル(常時)にほぼ対応すると考えてよいようであるが、改定指針では沈下や傾斜角に代表される変位(変形)を算出して検討することに重点が置かれている。すなわち、直接基礎、杭基礎に共通して上部構造に対する影響の検討項目が付け加えられており、それぞれの限界状態に対して基礎の変形角、傾斜角の検討が求められている。基礎部材に対しては応力の検討を基本とするが、使用限界に対してはひび割れ、終局限界に対しては変形量(杭基礎の場合はとくに塑性変形量)による検討も推奨されている。地盤に関しては、沈下と水平変位の検討を基本とし、地震時に関しては液状化の検討も加えられている。このように原則的には変形による検討が推奨されているが、一部で鉛直支持力や直接基礎における滑動抵抗など、変位レベルを意識した上で力の概念で検討することも言及されている。なお、杭基礎の場合は引抜き量や引抜き抵抗力も当然ながら含まれている。

以上のように限界耐力設計法を適用していることと、一部で力の概念に翻訳した検討も許しているが、基本的には変形での照査に重きを置いていることなどの理由から、もはや許容応力度とか許容耐力といった用語は一切使われなくなっていることが特徴的である。まず、これが法規上の取り扱いと真っ向から違っている点としてあげられる。

次に、指針の構成として併用基礎と施工管理の二つの章が追加されていることも性能設計を強く意識した結果と思われる。すなわち、併用基礎は異種基礎とパイルドラフト基礎からなると定義されているが、埋立地や丘陵開発地域にも建物を建設せざるを得なくなっている現実を考慮し、地盤条件に適合した基礎であるならば、むしろ積極的に設計してよいとの立場から示されている。表1に示したように、建築基準法は異種基礎禁止が原則であるので、前述したように構造計算を行う場合の適用除外があるにしても、姿勢として逆向きであることが指摘できる。また、施工管

理は基礎の品質を保証するためには設計のみならず、施工性が重要であるとの立場から示されたもので、性能設計の時代では不可欠の要因である。

さらに細かい相違点はここではあげないが、主として直接基礎を対象とした場合の傾斜地盤の影響とか地盤改良など、主として杭基礎を対象とした場合の上部構造との一体解析の重要性、地盤応答の杭応力への影響(応答変位法あるいは荷重分布法)、杭材料の終局時における断面設計や杭頭接合法など、必ずしも法規定と対立しているということではないが、少なくとも法規定では示し得ていない新しい視点が多く扱われていることも特徴的である。

4. 告示と学会指針の差異

以上みてきたように、学会指針²⁾は上部構造並みに性能設計を意識してなるべく漏れがないように多くの項目に触れているのに対して、告示はいわば最小限の記述に留めておこうと意図しているかにみえる。

考えてみるとこれはある意味で当然なのである。なぜなら、指針はRecommendationであるから、未解明のため適用にあたっては困難さを伴う問題の場合でも、考え方などなるべく多くの記述があった方がよいからである。これに対して告示は、根元の建築基準法が規制することを根拠とした法律であるため、根拠が明確で、しかも世の中に浸透した内容でない規制強化につながる恐れがあってなかなか規定しにくいし、一度規定してしまうと今度は修正するのが困難になるという二面性の事情がある。そのために、少なくとも新たに追加する記述はなるべく少ない方がよいということになる。以下には、これらの点に関連して筆者が経験した例を示してみよう。

今回の法改正に伴って、政令、告示、課長通達の規定で今後に向けての取捨選択に関して意見を求められたことがある。その際に、まず令第93条の地耐力度表は時代遅れであるから廃止すること、令第38条の2~6項も古くなっているとか、異種基礎など原則的に禁止しても埋立地や丘陵地に建物を建てざるを得ない実状にあわなくなっており、事実上効力のない条文となっていることを理由に廃止することを意見具申した。また、告示第1113号の前身である第111号の杭の支持力式も、最近の知見にあうように修正すべきことと、もともとの施行令第93条に戻って議論すべきであるが「地盤の許容応力度」という用語は学術的には間違いであるから「地盤の許容支持力度」とすべきことなどの意見も出した。

しかし、結果的には杭の支持力式の一部修正を除いてことごとく無視される形になった。たとえば地耐力度表に関しては別のところでも一度書いたことがあるが³⁾、再述すれば、全面削除が我々の意見であるのに対して、どの項目あるいは数字を直すべきかの指摘なら修正するにやぶさかではないとの回答になってしまい、議論が噛み合わないのである。あの地耐力度表は地盤調査技術が発達していなかった時代の名残りで、その当時ではある一定の役割を果たしていたとも考えられるが、今日では調査に基づいて地盤

の性質を把握して設計する方が合理的で、あの表はその合理性を疎外しているばかりである。いわばシステムそのものを入れ替えるべきであるというのが我々の主張であるのに対し、システムのどこを改良すればよいかの回答ばかりであるから、議論が空回りするのは当然である。結局、ひとしきりやり合った後に知ることになったのであるが、あの表を利用している人々があり、その人々から今さら新たにお金を掛けて地盤調査を行わなければならないのか、規制強化だと主張されると行政サイドとしては答えようがないわけで、現実の実務界では技術論よりも社会慣習の方が優先してしまうのが実態らしい。

令第38条の2～6項に関しても一度規定した条文を改正するには技術的な理由だけでは足りないらしく、廃止されることはなかった。また「地盤の許容応力度」は一種の法律用語（あるいは行政用語）としての権威を持つに至っているふしがあり、修正されないばかりか、これも別のところで述べたが「基礎ぐいの引抜き方向の許容支持力」とか地盤アンカーに関して「地盤の引抜き方向の許容支持力」といった学術的には訳の分からない用語が新たに追加されている状況である（表4では条文そのものではなく内容概要を示しているので、意識的に「地盤の許容応力度」ではなく「地盤の許容支持力」であるとか、「引抜き方向の許容支持力」ではなく「許容引抜き抵抗力」などの呼び方で表現していることに注意）。

以上はすべて、技術の変化（時代の流れ）にあわなくなっているのを削除あるいは修正した方がよいのに残ってしまっている例といえる。

一方、課長通達から告示に格上げして残すものとして、耐震関係では行政機関でのアンケートの結果、建設省指針¹⁾の採用が90数%になって世の中に根付いたと判断できることから許容応力度設計（いわゆる1次設計）の部分は告示にして残す予定であると聞いたことがある。そこで、以下のような意見を出した。杭基礎の場合、杭の水平抵抗の計算方法は弾性論によっているので総じて問題は少ないが、杭頭の固定度と地下室など根入れ部分の抵抗による杭の水平力の低減に関しては問題を残している。固定度の方は原則として実験などで確かめることとすれば問題点をカバーできるが、根入れ部分の抵抗に関しては運用上の必要性から判断して導入した意味が強く、学術的にはなお検討を続ける余地が残っている。したがって、そっくりそのままの形で告示に入れるのは反対であるとかかなり強硬な意見を出した。この主張が採用されたのか、結果的に杭体等の許容応力度のみが明示され、計算方法の部分は具体的な表現としては入らなかった（そのために、計算例などの参考書を別に出版して理解の手助けをすると聞いている）。

耐震とは直接の関係はないが、負の摩擦力についても具体的な表現がないのは、同様に計算方法の部分は規定（すなわち規制）しないで許容応力度のみを示しておくという姿勢が取られたのではないと思われる。これらは、前述の地耐力度表などで規定された条文の削除などは困難であるが、新たな条文についてはなるべく今後の問題を残さないように学術的に検討の余地がある部分（多くは計算

方法）は具体的な規定としての明記を避けているようにみえる。また、そのことは設計者の自由度を確保しておくという意味でも評価できる。とくに分からないことが多い基礎地盤に関しては、法規定はなるべく少ない方がよい所以である。

5. 法規は最低基準

建築基準法の第1条には「建築物の敷地、構造…に関する最低の基準を定めて…」とあり、法律は最低基準であることを明示している。これを建築基礎の耐震設計にあてはめると、前述のようにいわゆる1次設計のみが適用されるという関係になっている（このレベルにおける応答変位法や荷重分布法による検討が法的に義務付けられているかどうかは慎重に調査する必要があるが、通常1次設計といえば設計震度0.2程度の水平力を杭頭にかかる検討法を指しているのだから、応答変位法などは含まれておらずオプションとして追加検討することはいっとうに構わないとされていると考える方が自然であろう）。

そうすると、法律のみを守っている設計では、建物全体の耐震性を検討する上で何かバランスが悪い状況が生ずる。たとえば、前述したように上部構造では保有水平耐力を検討する場合や限界耐力計算を行う場合でも、基礎は許容応力度計算のみとなるので、違う外力レベルの検討の組み合わせで上部構造と基礎をあわせて一体の安全性等が検証できているのかという懸念を拭いきれないわけである。さらに、とくに2次設計では先の応答変位法などによる杭の検討は、建物全体の安全性などを確保する上で不可欠な事項である筈である。したがって、法律の遵守を目指している（最低基準のクリア）のみの設計では、法規に抵触することはないが、望ましい性能の（品質のよい）建物という意味では、それを実現できないケースがかなり多くなるとみておく必要があるようである。

言い換えると、性能設計では最低限の性能だけを目標としている必要はなく、それ以上であればどのようなレベルを目指すことも自由である（法規では積極的に自由であるとは書いてないが、法規で求めている以上のことを行うのは禁止されているわけではないと読める）。経済性の問題があるから、限りなく高い性能の建物というのも無理であることを考えれば、結局、性能設計とは建物の性能レベルをいくつかの段階に設定できて、持ち主が予算との関係でその中から意中のものを選ぶといういわばメニュー性ということになる。そして、とくに基礎については、分からないことが多いという理由もあって、ごく僅かな要求性能だけが法規で義務付けられており、それ以外については設計者の裁量に任せられているとの解釈ができるわけである。その意味で、今回の告示は歓迎すべきであり、法規に明記されていない部分については、設計者それぞれが学会指針²⁾などを利用して研究することでノウハウとすればよい。それによって、自由競争の原理にも結びつくことになり、社会システムとしても妥当な状況を生み出すようになると思われる。

表6 学会基礎指針における用語の変遷

	指針 2001 改	指針 1988 改	規準・同解説 1974 改
基礎スラブ	上部構造からの荷重を地盤に伝えるために設けられた直接基礎の構造部分。フーチング基礎ではフーチング部分、べた基礎ではスラブ部分を指す (1.2, 5.6)。	上部構造からの荷重を直接にまたは杭を介して地盤に伝えるために設けられた構造部分。フーチング基礎ではそのフーチング部分を、べた基礎ではスラブ部分をさす。	上部構造の応力を地盤または地業に伝えるために設けられた構造部分。フーチング基礎ではそのフーチング部分を、べた基礎ではスラブ部分をさす。
パイルキャップ	上部構造からの荷重を杭を介して地盤に伝えるために設けられた杭基礎の構造部分 (1.2, 6.8)		
杭基礎	直接基礎に対するもので、パイルキャップからの荷重を、杭を介して地盤に伝える形式の基礎 (1.2, 6.1, 9.3)。	直接基礎に対するもので、基礎スラブからの荷重を、杭を介して地盤に伝える形式の基礎。	同左

以上が、法規と学術の乖離が進むと述べた理由であるが、性能設計という概念で考えれば、法規と学会指針の性格の差とそれぞれの役割が明確になってくるであろう。

6. 学会指針も万全でない点がある

最後に建築学会の指針²⁾とはいえ、学術的に必ずしも万全であるとはいえない面があることに触れてみよう。それは、今回の指針改定が各章ごとに WG で実施されていることに原因があると思われる。すなわち、全体を通して読むと各章間で矛盾や混乱が生じていることに気付くからである。ここではそのような例を 2 つだけあげてみる。

まず、パイルキャップという用語についてである。これは表 6 に示すように、従来の指針 (1988 改) 以前では基礎スラブという用語で一括されていたものを、今回、初めて独立させて追加した用語であり、杭頭で基礎梁や柱との応力を伝達するコンクリート部分を指す言葉としては明確になったといえる。そのため、基礎スラブは直接基礎だけに使われる用語となり、杭基礎ではすべてパイルキャップとなった。しかし、これが次の点で矛盾も生じさせている。一つは 6 章の杭基礎などでは依然として基礎スラブという用語が使われていることで、同じ指針の中で用語の定義と文章表現で矛盾が生じていることである。この矛盾は校正することで一応回避できると思われるが、ほかに厄介な問題がある。具体的には、改定指針の 1 章図 1 の (a) と (f) であり、(a) の斜線を施した部分は何と呼ぶのだろうか？説明がないのは、従来の言い方である基礎スラブの方がぴったりするからではないか？(f) では何もない所が基礎梁とされており間違いであるとともに、杭基礎でも二重スラブとするとき底版は実際にこんなに薄くすることができるのか (水圧等を考えた場合不安な構造ではないか) という疑問が生じることである。

最近では杭基礎といっても、とくに地下室がある場合などではいわゆるべた基礎 (あるいは格子基礎) に杭を配置するような形式、したがってパイルキャップというには相応しくないディテールが多くなっているのではないかとと思われる。この場合、必ずしも柱下位置だけでなく、底版全体にわたって杭を配置するなどの形式も取られることがある。これは摩擦杭などの場合が多くなると思われるが、最近設計例が多くなりだしているパイルドラフト基礎と杭基

礎の区別が明確でないディテールが多くなっているということであろう。また、上部構造架構体と杭とを直接に接合することで一体構造とし、意識的にパイルキャップとはしない工法も出現している。このような状況を考えると、いわば包括的な言葉である基礎スラブという言い方は直接基礎だけに限定せず、杭基礎にも使えるようにしておく方が実態と適合するのではないかと思われる。工法は時代とともに進展するので部位の定義をも変えることがあるということであろう。

二つ目の例は 4.5 節の液状化判定についてである。液状化発生に対する安全率 F_L 式まで解説した後次のような文章がある。「上記手順中、繰返しせん断応力比 (τ_a/σ'_v) の算定における地表面水平加速度値は、本来、地盤応答の結果であり、地盤特性に大きく影響を受ける。しかし、以下では、損傷限界検討用として 150~200 gal, 終局限界検討用として 350 gal 程度と推奨する (「と」は「を」のミスプリントと思われる)。」この文章中「地盤特性に大きく影響を受ける」までは問題はないのであるが、「損傷限界検討用として 150~200 gal」とか「終局限界検討用として 350 gal 程度」とかにひっかかるのである。なぜかといえば、液状化は斜面崩壊などと同様に地盤の強度を検証するもので、ある限界 (この場合は加速度であるが) に達すれば液状化すると考えるべきものであるからである。すなわち液状化判定は本来的には「地盤の終局限界」判定である。したがって、「〇〇検討用」と称してあたかも 2 種類の判定があるかのような表現は奇異であり、ある意味では間違いである。もし言うなら、直後に兵庫県南部地震 (1995) の際のポートアイランドでの記録に言及しているように次のような内容とするべきである。「過去の液状化地盤での加速度記録は 150 gal 程度 (新潟地震 1968 など) から 350 gal 程度 (兵庫県南部地震 1995) であった経験から、この範囲内程度を検討の対象とするべきである」。

ここには、2 つの問題点がある。一つは「〇〇限界」は何を指しての用語なのかの問題である。文章から判断すれば前述したように当然「地盤の終局限界」検討であって「地盤の損傷限界」検討はありえないことになる。ではなぜ「損傷限界検討用」という言葉があるのかというと、2.2 節の限界状態の内容や 1.2 節の用語に引きづられているからであると推定できる。すなわち、2.2 節では終局限界状態は基礎、地盤ともにそれ自身の終局限界状態あるいは自身がそ

れに至らなくても上部構造の終局限界状態の原因になる状態が説明されている。損傷限界状態についても同様であるが、どちらかといえば地盤そのものの損傷のイメージよりは基礎あるいは上部構造の部材の損傷に置き換えて考えることが解説されている。ここでは定義に関するある種の曖昧性が混入している。一方、1.2節の用語では「基礎の終局限界状態」「基礎の損傷限界状態」と基礎に関しての用語であることが明確に掲げられている。これらは各章ごとの矛盾や混乱が露呈してしまった結果であるが、見方によっては明確に記述されている用語の定義がより優先されて指針全体としては終局限界状態、損傷限界状態は主として基礎構造に対しての概念として示されていると解釈することもできそうである。そのため、本来的には「地盤の終局限界状態」である液状化判定に、基礎の「損傷限界検討用」とか基礎の「終局限界検討用」加速度が示されたのではないかと思われる。これらの混乱を避けるためには、今後、地盤と基礎のそれぞれの限界状態の定義を明確化していくことも必要になるだろう。すなわち、前述のパイルキャップ、基礎スラブの定義は融通性を持たせた方がよいのに対し、このケースでは地盤の限界状態と基礎の限界状態をそれぞれ確実に定義して、設計対象としている状態がそのどちらなのか、あるいは両方が密に関連しているのかを厳密に検討してみる必要があると思われる。

問題点の二つ目は、判定基準の物差として加速度が適切なかどうかという問題である。液状化はせん断応力あるいはせん断歪みの大きさと繰り返し回数（あるいはトータルとしてのエネルギーのようなもの）が直接に関係するパラメータであろうから（どの物差が最適なのかは判然としないので仮に液状化ポテンシャルと呼んでおく）、それと結びつく工学量は少なくとも加速度よりは速度あるいは変位の方が適切であると思われる。したがって本来的には液状化ポテンシャルそのものあるいはその代替量を判定基準の物差とするべきであろうけれども、加速度に置き換えて考えているのだという視点が必要になる。そうした場合、現行の判定基準はどちらかといえば海洋型地震を想定して作られたものであること、あるいは少なくとも直下型地震

を想定して作られたものではないことに配慮する必要がある。前述の兵庫県南部地震（1995）でのポートアイランドの記録は直下型地震である。とすれば、地盤の地域特性を考える必要があるのは当然であるが、それを考慮した上でも、一つの考え方としてたまたま液状化ポテンシャルに至らしめた加速度が新潟などでは150 gal程度（海洋型地震に近いと考える）、ポートアイランドでは350 gal程度であった（直下型地震）と解釈する視点があってもよいのではないか？これは大胆な推定であるが、加速度を物差している限り、この程度の差は生じるものと考えておいた方がよいように思える。その意味で学会指針²⁾の図4.5.3のような補正係数 r_0 を導入することは有効な対応策であると思われる。

7. おわりに

以上に建築基礎の耐震設計に関する法規上と学術上の扱いについて対比しながら考察してみた。結論的には、性能設計の時代にはマニュアルがあってそれに従って設計するという受け身の姿勢ではなく、学術書を参考にして自分なりの体系をつくりながら設計するという主体性が求められているといえることができる。その意味で建築学会で今回改定された指針は、まだ矛盾や混乱をかなり含んでいること自体が議論の切っ掛けとなり、今後の設計の在り方を追究する議論の場としての環境をつくり出していくような予感がある。

参考文献

- 1) 建設省住宅局建築指導課監修：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，日本建築センター，昭和59年9月。
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10。
- 3) 杉村義広：技術と利益，COPITA，No. 29，pp. 3，2000.2。
- 4) 杉村義広：建築における基準と設計，新たな試み，鋼管杭協会創立30周年シンポジウム「21世紀の基礎構造を考える」，pp. 3-6，2001.8.31。シンポジウムの概要は鋼管杭協会創立30周年記念誌「明日を築く」に収録される予定。

鉄道橋基礎の耐震設計

むろ の よし たか
室 野 剛 隆*

1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計法は、構造物の重要度に応じて目標とする構造物の性能（耐震性能）を明確にし、設計上想定する地震動に対して、構造物がこの性能を満足することを確認する性能照査型の設計法である。

耐震設計法の基本的な手順は、表層地盤の下にあって比較的堅固で安定した地層（基盤）に設計上想定した地震動を入力し、比較的柔らかい表層地盤の応答計算を行い、構造物位置で得られた地震動を構造物に入力して構造物の応答値を算定し、構造物の損傷度を確認して耐震性能を照査するものである。図1に耐震設計の手順を示す。従来の設計では、橋桁や橋脚、橋台・橋脚の上部構造物と基礎構造物を分離したモデルを用いて、検討を行ってきたが、新しい耐震設計では、相互の影響を考慮した一体解析が基本である。また、構造物が地震力を受けたときの応答値の算定は動的解析によることが原則となっている。

設計上想定する地震動は、L1地震動とL2地震動の二つのレベルの地震動である。L1地震動に対しては構造物の機能に支障を及ぼすような損傷を生じさせないこととし、L2地震動に対してはある程度の構造物の損傷を許容し、構造物の重要度に応じて損傷の程度を制限している。

本稿は、基礎の耐震設計法について基本的な考え方を示し、耐震設計における応答値の算定法と耐震性能の照査方法について紹介する。

耐震設計の項目	時刻歴動的解析法	非線形スペクトル法
入力地震動の設定	L1, L2地震動(スペクトルI, II, III)の選定	
表層地盤の評価	地盤の動的解析	地盤種別による地震波の選択
構造物の応答値の算定	詳細な動的解析 (時刻歴動的解析)	簡易動的解析 (非線形スペクトル)
耐震性能の照査	部材…損傷レベル 基礎…安定レベル	

図1 耐震設計の手順

2. 設計地震動

鉄道構造物の耐震設計で想定する設計地震動は、以下のとおりである。

- (1) L1地震動：構造物の耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動。
- (2) L2地震動：構造物の耐用期間内に発生する確率は低い非常に強い地震動。具体的には、
 - (a) 陸地近傍で発生するM8クラスの大規模プレート境界地震。これを「スペクトルI」と呼ぶ。
 - (b) 兵庫県南部地震のように構造物の建設地点近傍で発生する内陸活断層による地震動。これを「スペクトルII」と呼ぶ。

なお、スペクトルI地震動は、地表断層を伴わないために発見されにくい内陸活断層によるM6.5クラス以下の地震による地震動も総合的に考慮して定められている。

これらの地震動は、断層の有無および断層と構造物の建

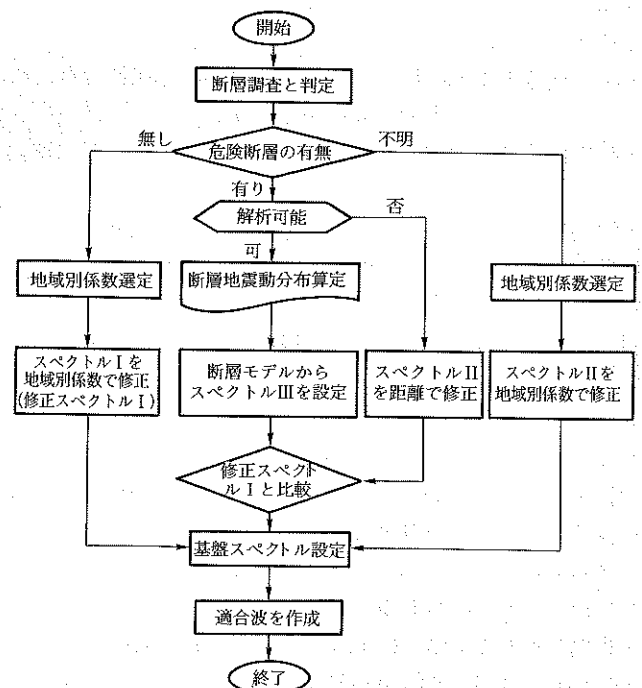


図2 基盤地震動の設定手順

* (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部

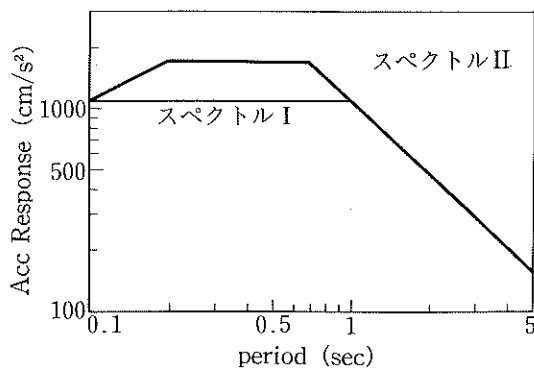


図3 基盤地震動の設計加速度応答スペクトル

設地点の距離等により選択するが(図2), 厚い堆積層に覆われているため活断層が存在している可能性はあっても発見されにくい地域や, 首都圏の地下のように3つのプレートの境界が集まって複雑な地体構造となっている地域では, 断層の不明地域に区分される。この地域では直下にスペクトルIIレベルの地震動が発生する可能性が否定できないので, 地震活動性を反映する地域別係数を用いて修正した修正スペクトルIIを設計地震動とする。なお, 断層の破壊メカニズム等を特定できる場合は, それに基づいた解析により算定した地震動(スペクトルIII)を用いてよい。

両地震動とも, 耐震設計上の基盤面で規定する。その特性は弾性加速度応答スペクトル($h=5\%$)で表現している(図3)。ただし, 耐震設計の基本が動的解析を主体とすることから, 具体的な設計地震動の時刻歴波形が必要になる。これについては, 位相スペクトルを合理的にモデル化することにより, 設計応答スペクトルに適合させた設計用時刻歴波形が用意されている。

3. 構造物の耐震性能

構造物の耐震性能は, 主に地震後の復旧の難易性に対する性能であり, 次のように区分している。

- ・耐震性能I: 地震後にも補修せずに機能を保持でき, かつ過大な変位を生じない。
 - ・耐震性能II: 地震後に補修を必要とするが, 早期に機能が回復できる。
 - ・耐震性能III: 地震によって構造物全体が崩壊しない。
- 目標とする構造物の耐震性能は, 設計地震動のほか, 構造物の重要度などを勘案して定める。たとえば, L1地震動に対しては耐震性能Iを, L2地震動に対しては, 重要度の高い構造物は耐震性能IIを, その他の構造物は耐震性能IIIを満足することとしている。

これらの耐震性能は, 具体的には構造物を構成する部材の損傷レベルと基礎の安定レベルが構造物の機能や安全性に及ぼす影響の程度を考慮して決定される(図4)。

部材の損傷レベルは, 以下の4段階に区分されている。

- ・損傷レベル1: 無損傷
- ・損傷レベル2: 場合によっては補修が必要な損傷
- ・損傷レベル3: 補修が必要な損傷
- ・損傷レベル4: 補修が必要で, 場合によっては部材の取

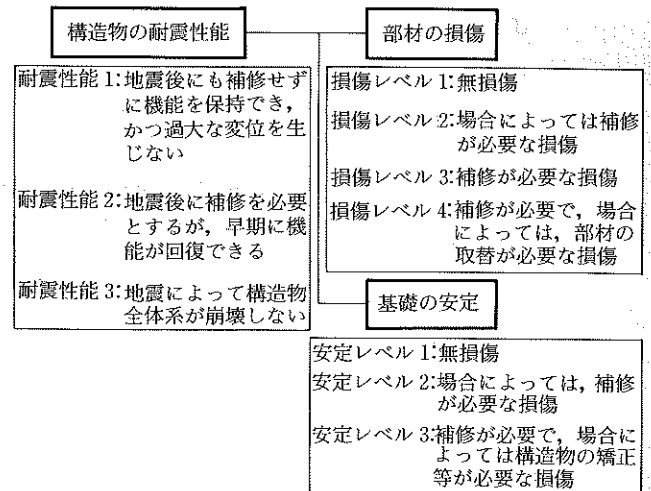


図4 橋梁・高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの関係

替えが必要な損傷

基礎の安定レベルは, 次の3段階に区分されている。

- ・安定レベル1: 無損傷
- ・安定レベル2: 場合によっては補修が必要な損傷
- ・安定レベル3: 補修が必要で, 場合によっては構造物の矯正等が必要な損傷

耐震性能Iは, 構造物は無補修とするため, 各部材とも損傷レベル1とし, 基礎の安定レベルは, 構造物の機能を維持するため大きな残留変位を残さない安定レベル1としている。耐震性能IIは, 地震後に機能が短時間で回復できることを前提としており, 補修の難易性を考慮し, 部材の損傷レベルは柱や, 梁, スラブなどの部材種別ごとに設定している。基礎の安定レベルは, 構造物の機能の回復に支障をきたさない安定レベル2としている。耐震性能IIIは, 地震によって構造物全体が崩壊しないことを前提としており, 原則としてすべての部材の損傷レベルは, 補修が必要で, 場合によっては部材の取替えが必要な損傷レベル3または4までを許容している。基礎の安定レベルは, 安定レベル3を許容している。以上の考え方に基づいてラーメン高架橋の損傷部位のイメージを図5に, その部位の耐震

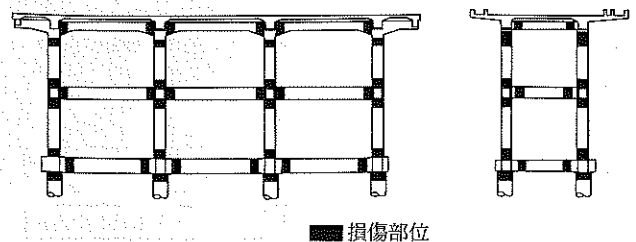


図5 ラーメン高架橋の損傷部位のイメージ

表1 ラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の目安

構造物		耐震性能I	耐震性能II	耐震性能III
部材の 損傷レベル	上層梁・地中梁	1	2	3
	その他の梁	1	3	4
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル		1	2	3

性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの関係を表1に示す。ただし、基礎は一般に地中に埋設されており、損傷を受けても発見することが困難であり、さらに、補修・補強は困難を極める。したがって、壁式橋脚の直角方向の検討を行う場合など、構造条件から困難な場合もあるが、一般には、基礎は上部構造物よりも耐力に余裕をもたせて設計を行うのが好ましい。

4. 基礎構造物の耐震設計で考慮すべき基本事項

基礎構造物の耐震設計で考慮すべき最も基本的なことは、基礎は周囲の地盤に支えられているということである。地盤は一般にきわめて複雑な性質を有するので、支持条件を決定するのが難しい。そこで、設計者は、地盤調査の結果に基づいて、この支持条件を決定し、設計計算を行うこととなるため、地盤の物性値を評価するための土質調査には十分な配慮をしなければならない。

次に、これらの構造物は周囲の地盤に力を及ぼすとともにその地盤からの反力を受ける、いわゆる構造物と地盤との相互作用が生じることである。基礎の耐震設計ではこの力学的な相互作用を精度良く評価する必要がある。

また被害事例や種々の観測記録等から表層地盤の特性によって地震動が異なることが知られており、耐震設計においては表層地盤の特性を精度良く評価しなければならない。

また、耐震設計上問題となる地盤は、砂質地盤の液状化とそれに伴う側方流動、基礎や地表面が傾斜などを有する不整形地盤である。また、地震時に地盤変位が大きくなる軟弱地盤も要注意の地盤である。

5. 地盤物性の評価

地盤を評価するためには必要な地盤調査を実施しなければならない。耐震設計における地盤調査の主な目的は、

- ① 耐震設計上の基盤面と地盤面の設定
- ② 液状化・側方流動地盤の判定
- ③ 耐震設計上の地盤種別の選定（非線形スペクトル法で設計する場合）
- ④ 地盤の動的解析を行うためのパラメータの設定

である。上記の目的を達成するための主な試験は、ボーリングや地盤せん断弾性波速度測定などの原位置試験と、粒度などを求める室内土質試験である。これらの試験から設定する地盤の諸定数の主なものは、単位体積重量、せん断弾性波速度、せん断抵抗角、粘着力、粒度分布、液状化強度比、等である。これらの諸定数は可能な限り実測するのがよい。また、耐震設計上注意を要する地盤においては、各種試験を行ってその性状を把握するのがよい。特に液状化地盤では振動三軸試験を行い、液状化強度比を把握するのがよい。

表2 固有周期による地盤区分

地盤種別	固有周期 (sec)	地盤条件
G0	—	岩盤
G1	—	基盤
G2	~0.25	洪積層
G3	0.25~0.5	普通地盤
G4	0.5~0.75	普通~軟弱地盤
G5	0.75~1.0	軟弱地盤
G6	1.0~1.5	軟弱地盤
G7	1.5~	きわめて軟弱な地盤

6. 表層地盤の評価方法

設計地震動は、耐震設計上の基盤面で設定している。橋梁基礎の耐震設計を行うには、図1に示すように基盤地震動を用いて表層地盤の動的解析を行い、構造物への入力地震動を算定する。一般には、表層地盤を1次元モデルに置換し、土の非線形応力~ひずみ関係を用いて、時刻歴非線形動的解析を行う。

しかし、設計実務上の配慮から、地盤の固有周期に応じてG0~G7までの8種類の地盤種別を設定し、地盤種別ごとに設計地震動（応答スペクトルおよび時刻歴波形）が与えられている。表2にその分類を示す。

また、構造物の耐震設計あたって注意を要する主な地盤としては、(a)不整形地盤、(b)液状化地盤、(c)軟弱地盤などがあげられる。

不整形地盤では、鉛直下方からの重複反射と、基盤傾斜部で発生した表面波などの水平方向に伝播する波動による増幅の干渉により、地震動が局所的に増幅される。このような地盤では、2~3次元の詳細な動的解析を行うほか、対象とする不整形地盤が数10~数100mの規模で、不整形性が単調な場合や地層構成が単純な場合などは、1次元の地盤応答解析結果に増幅係数を乗じて補正してもよい。

地盤の液状化は耐震設計上大きな問題であり、地盤改良や構造系の工夫などを含めて十分検討を行う必要がある。液状化の判定は、これまで同様に液状化抵抗率 F_L を用いる手法としたが、それに必要な液状化強度比は累積損傷度理論を適用し、地震動の不規則性を考慮して補正する方法を採用している。また、液状化強度比~繰返し回数関係を相対密度の大小で補正するなどして精度の向上を図った。また、新たに側方流動する地盤についてはその変形量の経験式が示されている。

軟弱地盤においては、脆弱な表層で地震動が増幅され大きな変位が生じ、杭基礎に損傷を与えることがある。したがって、大きな変位を生じる可能性のある地盤の基礎についてはこれを考慮する必要がある。この場合の変位量は表層地盤の地震応答解析から求めるのがよいが、設計の便を考慮して地盤の固有周期から簡単に求めることができる。

5. 構造物の応答値の算定

5.1 応答値の算定方法の選定

鉄道橋梁の耐震設計法は動的解析法を主体とする。構造

物の動的解析では、基礎を支持ばねに置換する解析手法と、上部構造物との一体解析による方法の2種類がある。しかし、一般的な構造物は、あらかじめ構造物の履歴性状を設定した動的解析により作成した非線形スペクトル（所要降伏震度スペクトル）を用いて応答値を求めてよい。また、軟弱地盤中の基礎構造物では、応答変位法により地盤変位の影響を考慮する。さらに、液状化地盤では、 F_L に応じて地盤定数を低減する。

5.2 静的非線形解析（プッシュオーバーアナリシス）

性能設計では、構造物自身が保有している性能、つまり大変形領域での地盤の塑性化の状況や部材の損傷過程（荷重～変位関係）を把握することが重要である。そのために、構造物全体系の静的非線形解析（プッシュオーバーアナリシス）を実施する。従来の設計では、上部構造物と基礎構造物を分離したモデルを用いて、検討を行ってきたが、新しい耐震設計では、相互の影響を考慮した上下部一体解析

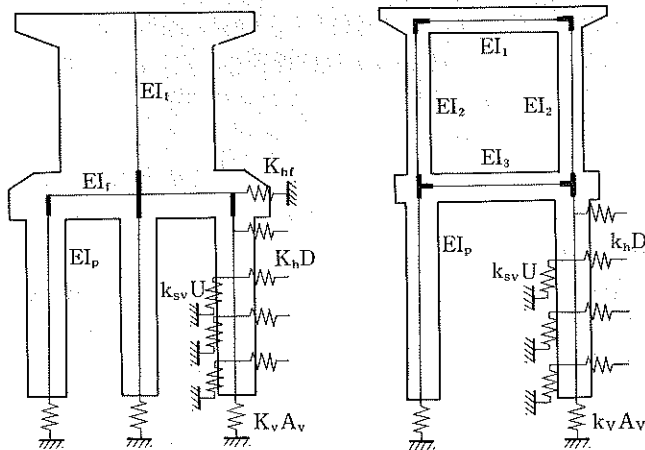


図6(a) 杭基礎の構造解析モデルの例

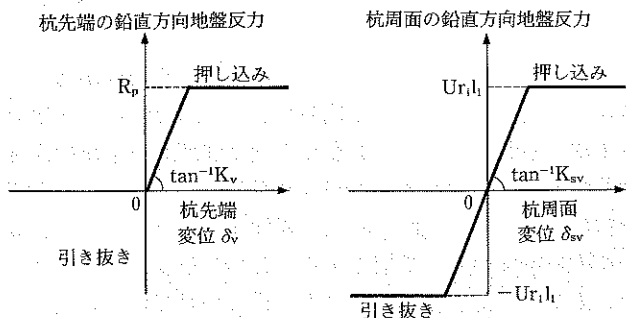


図6(b) 杭先端の鉛直地盤抵抗特性 図6(c) 杭周面の鉛直地盤抵抗特性

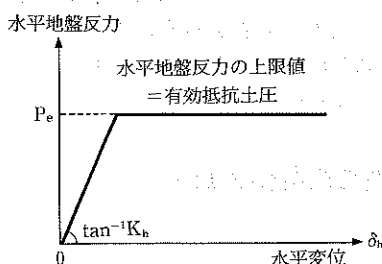


図6(d) 杭の水平方向地盤抵抗特性

が基本である。

杭基礎を例に解析モデルを図6に示す。部材は梁要素で、地盤は支持ばねでモデル化する。地盤の塑性化や部材の損傷過程を精度良く求める必要があり、各要素には非線形性を考慮する。たとえばRC部材では耐力低下を考慮したテトラリニアモデルとし、その非線形性に軸力変動を考慮する。地盤ばねはバイリニアモデルを用いる。なお、杭頭から $1/\beta$ ($\beta = \sqrt{k_h D/4EI}$) の範囲の杭周面のせん断地盤ばねは考慮しない。

5.3 非線形スペクトル法

非線形スペクトル法は、設計実務の便を考慮して比較的簡単に応答値を算定する手法であり、構造物の振動モードが単純で、非線形化する部位が明確な場合に適用される。

非線形スペクトル法は、地盤種別ごとに設定された所要降伏震度スペクトルを用いて、構造物の非線形応答値を予測する手法である。地震動に対する1自由度系の最大応答を、系の固有周期をパラメータとして算定し、横軸に固有周期、縦軸に降伏震度をとって、塑性率ごとに固有周期と降伏震度との関係を図化したものを所要降伏震度スペクトルという。これを利用すると、静的非線形解析から得られた構造物の降伏震度（初期降伏）と等価固有周期（構造物の荷重～変位曲線状で原点と降伏点を結ぶ勾配を構造物の剛性として求めた固有周期）が分かれば、地震を受けた時の応答塑性率を簡単に求めることができる。

部材の特性（RC、SRC系と鋼系）、基礎形式（深い基礎用、直接基礎用）、さらには、主たる非線形性が橋脚や柱などで生じるか、基礎で生じるかによって上部構造物用と基礎構造物用の2種類がある。所要降伏震度スペクトルを用いた耐震設計の手順を図7に、具体的な例を図8に示す。

なお、本解析では上部構造物と基礎を一体として扱うので、上部構造物の材料の物性値の推定精度と基礎を支える地盤の物性値の推定精度の違いを勘案して、基礎の耐力を2倍した場合と1倍の場合の両者を検討することを原則としている。

5.5 応答変位法

基礎の耐震設計は、基礎が上部構造物の慣性力を支えるという視点からの設計法であるが、地盤が軟弱な場合は、地盤自体が大きな変位、変形を生じ、それが杭応力等に影響を及ぼす場合がある。この影響を考慮するために、鉄道構造物においては従来から応答変位法を採用している。応答変位法とは、基礎に地盤変位と上部工の慣性力を作用させて基礎の安全性を検討するものであるが、地盤変位は地盤ばねを介して基礎に作用させる（図9）。

許容応力度設計法では、地盤変位と設計震度を乗じて得られる慣性力をそのまま載荷していたが、実際の構造物においては地盤の固有周期（ T_g ）と構造物の固有周期（ T_s ）の関係によって、地盤変位と慣性力には位相差が生じることがわかった。地盤変位と慣性力の最大値が同時に作用するのでなく、時間差を伴う。そこで、耐震設計では、下記のように、慣性力と地盤変位の組合わせを構造物の固有周

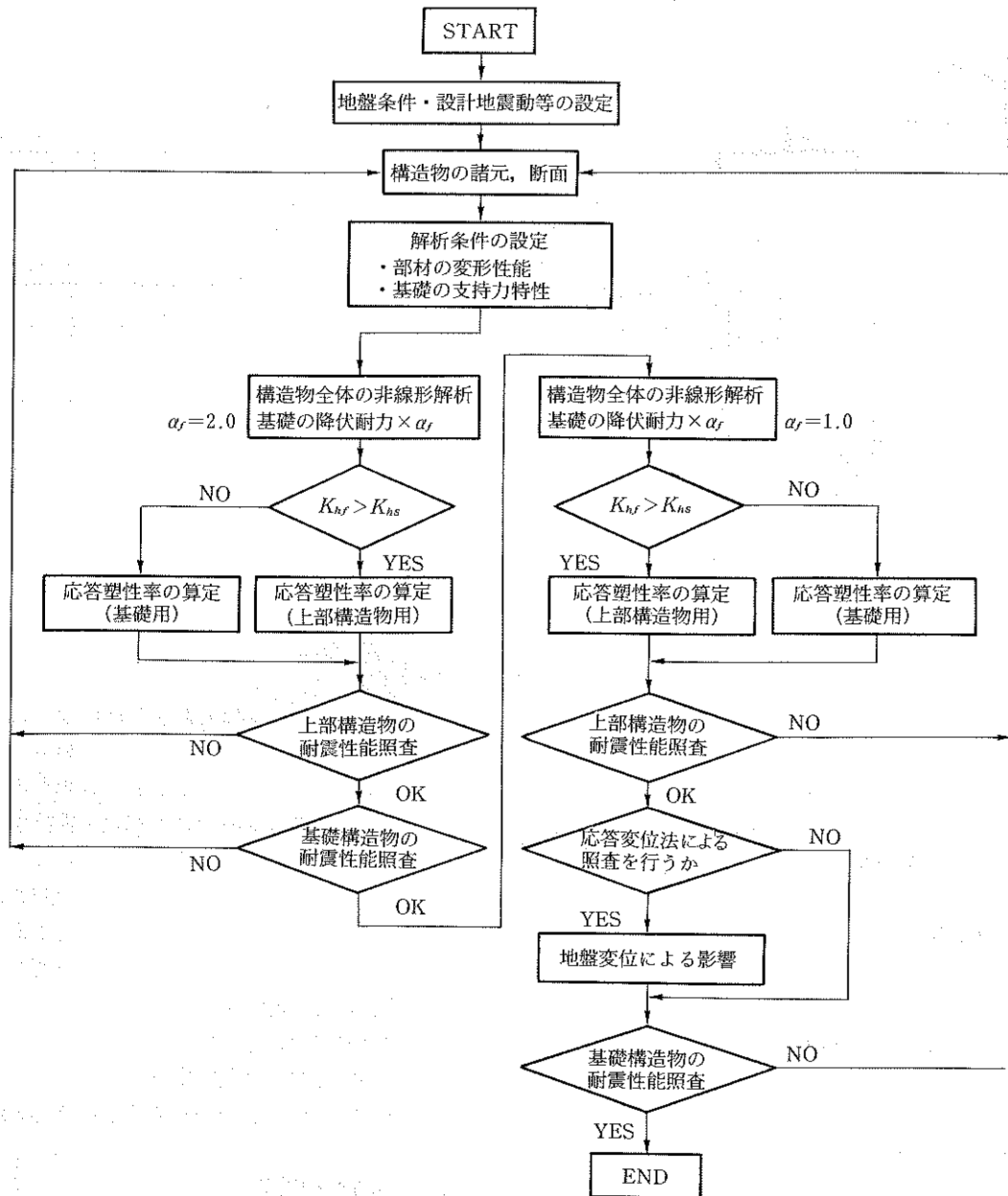


図7 非線形スペクトル法による耐震設計の手順

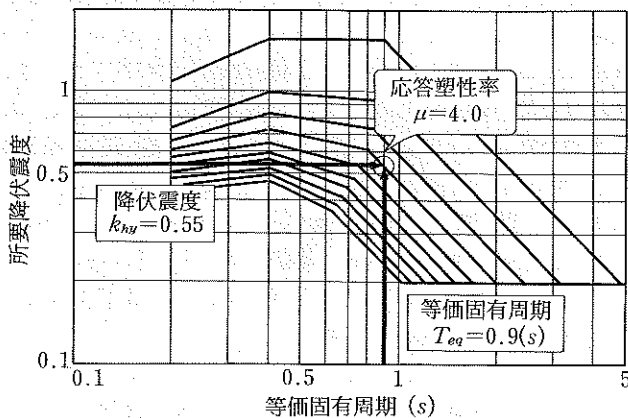


図8 所要降伏震度スペクトルの例と応答値の算定方法

期と地盤の固有周期の関係で変化させている。

$$R_t = \begin{cases} 1.0 \times R_a + v \times R_g \\ v \times R_a + 1.0 \times R_g \end{cases}$$

ここに、 R_a が慣性力、 R_g が地盤変位による影響、 v が組み

合わせの係数であり、構造物の固有周期と地盤の固有周期の関係で変化させている。前者は慣性力の影響が最大なときを、後者は地盤変位の影響が最大となることを想定したものである。構造物が経済的に設計できるように配慮されている。この概念図を図9に示す。

5.6 液状化地盤

兵庫県南部地震を契機として、従来の液状化地盤の地盤強度を低下させて構造物の安全性を検討する方法に加えて、液状化に伴う側方流動に対しても検討することとなった。

液状化地盤における基礎の耐震設計では、2段階設計法を用いる。これは液状化すると地盤の支持力が低下するが、構造物の固有周期も長周期化し、応答値が小さくなるからである。したがって、まず地盤が液状化しない場合の地盤定数を用いた状態で応答値を算定して照査を行う。次に、液状化抵抗率 F_L に応じて、低減係数 D_E を算定し、地盤定

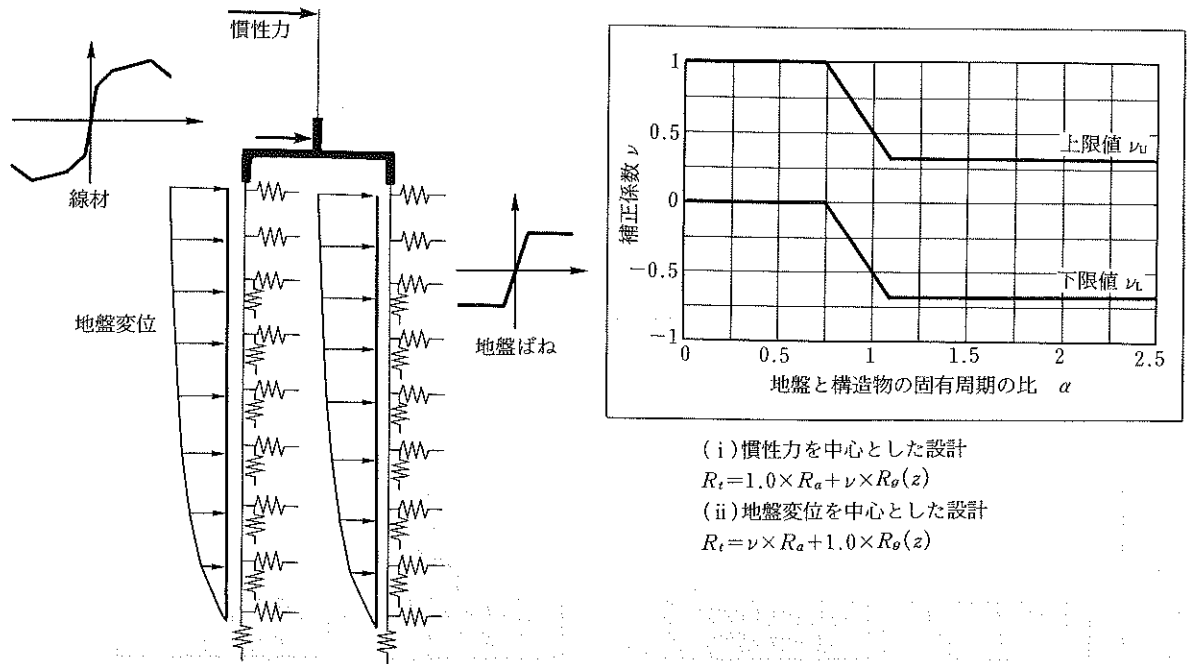


図9 応答変位法の考え方

数等を D_E により低減して応答値を算定し、照査を行う。
 また、側方流動地盤では、側方流動を生じる地盤の変位量を地盤ばねを介して作用させることにより応答値を算定(応答変位法と同様の手法)する方法を採用している。このとき用いる地盤ばねは 1/1000 に低減する。

6. 耐震性能の照査

6.1 照査指標

基礎の耐震性能の照査は、構造物が目標とする耐震性能

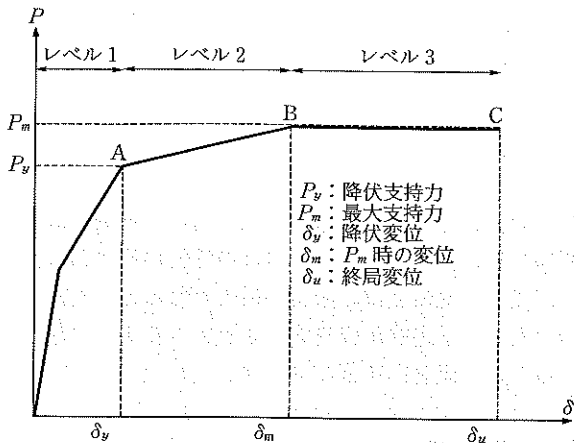


図10 基礎の荷重～変位曲線と安定レベル

表3 杭基礎の降伏点

押込側地盤	最外縁の杭頭反力が設計鉛直支持力の上限值に達するとき
引抜側地盤	全本数の反数の杭頭反力が設計引抜き抵抗力の上限值に達するとき(反数の杭本数は、全杭本数を2で除して、小数点以下を切捨てて得られる本数とする)
杭部材	全本数の反数の杭が降伏耐力に達するとき(反数の杭本数は、全杭本数を2で除して、小数点以下を切捨て得られる本数とする)

を確保するために、支持力および変位などに基づいて設定した基礎の安定レベルについて行い、構造物が全体系として所定の耐震性能を満足することを確認することで行われる。そして、基礎の支持力には基礎を支持する地盤の強度および変形特性のほか、基礎を構成する部材の耐力および変形性能が関わる。基礎の安定レベルの照査においては一般に次の指標が用いられ、解析で得られた応答値がそれぞれの制限値以内であることを確認する必要がある。

- ① 基礎の応答塑性率
- ② 部材の損傷レベル
- ③ 応答変位および残留変位

また、直接基礎では、さらに転倒に対する照査が必要である。

6.2 基礎の塑性率

基礎に作用する荷重を漸増させた場合の荷重と基礎の変位の関係を図10に概念的に示す。初期の段階で線形的な挙動を示した後、やがて基礎の変位が急増する(A点)。この点を降伏点と定義し、一般には地盤の塑性化が進んだとき、あるいは部材が降伏したときに対応する。なお、降伏点の具体的な定義は、基礎形式により異なる。杭基礎を例に表3に示す。B点は基礎が抵抗できる最大の荷重(支持力)を示す点、C点は基礎の支持力が低下しない限界の点である。ただし、直接基礎を除いて、基礎の荷重-変位曲線は一般に右上がりの傾向を示し、荷重(支持力)が低下するような現象が現れることは稀である。

基礎の応答塑性率は、降伏変位に対する基礎の応答変位の比率として定義され、応答塑性率が大きいほど、構造物の変位および残留変位が大きくなり、支持力が低下する。

基礎の応答塑性率の制限値は、基礎の降伏支持力と変形性能および地震後の残存支持力を考慮して定めるが、その基本的な考え方は、次のとおりである。

(1) 安定レベル1

原則として、基礎に作用する荷重が基礎の降伏支持力を

表4 基礎の安定レベルと支持力、変位および補修・補強の基本的考え方

	耐震性能I	耐震性能II	耐震性能III
	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
支持力 (地盤, 部材)	・支持地盤の一部が塑性化する可能性があるが、地盤反力が降伏支持力以下	・支持地盤または基礎部材あるいは両者とも塑性化するが、なお、十分な支持力を保持	・支持地盤の破壊や基礎部材の損傷による構造物の崩壊を生じない安定性を保持
変位	・列車走行性を保持 ・有害な残留変位を生じない	・構造物の機能に有害な変位を生じない ・地震後の列車走行性(徐行)を保持	・落橋等構造物の崩壊を生じない ・補修・補強により構造物の再使用が可能
補修・補強	・補修・補強を要しない	・場合によってフーチングおよび基礎周囲の空隙への注入等	・場合によって基礎本体の補強や地盤改良等による基礎の補強 ・場合によって構造物の矯正

超えないこと、したがって、深い基礎型式における地表面付近の一部を除いて地盤が塑性化しないこと、基礎を構成する部材の断面力が降伏耐力を超えないことが必要である。

(2) 安定レベル2

基礎に作用する荷重によって支持地盤または基礎を構成する部材あるいは両者とも塑性化することを許容するが、なお、

地震後における構造物の供用に際して十分な支持力を保持すること。

(3) 安定レベル3

支持地盤の破壊や基礎を構成する部材の損傷により構造物が崩壊することのないような必要な支持力を得ること。

基礎の安定レベルと支持力、変位、補修・補強の難易性に関して基本的な考え方を表4に示す。なお、基礎の応答変位および応答塑性率の制限値は基礎種別により異なる。杭基礎を例に、安定レベルと塑性率の制限値の目安を表5に示す。

表5 安定レベルと塑性率の制限値の目安

	塑性率の制限値 μ_L		
	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
場所打ち杭	1	5	8

μ : 杭基礎の応答塑性率 (δ_a/δ_y または θ_a/θ_y)
 δ_a : 杭基礎の応答変位 δ_y : 杭基礎の降伏変位
 θ_a : 杭基礎の応答回転角 θ_y : 杭基礎の降伏回転角

表6 基礎の安定レベルに対応する部材の損傷レベル

	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
フーチング	1	2 ¹⁾	2 ¹⁾
頂版	1	2 ¹⁾	2 ¹⁾
ケーソン側壁	1	2	2
場所打ち杭	1	2	3
RC杭	1	2	3
PHC杭	1 ²⁾	2 ²⁾	2 (3) ²⁾
鋼管杭	1	2	3
鋼管矢板本管	1	2	3
連壁壁体	1	2	2~3

注) 1) フーチングおよび頂版の安定レベル2, 3における損傷レベルは曲げに対して曲げ耐力を超えないこととするが、一般にはせん断に対する検討で断面諸元が決まる場合が多い。

- 2) PHC杭の損傷レベルは、鉄筋コンクリート部材に準じて次のとおりとする。
- 損傷レベル1: PC鋼材が降伏するまでの範囲
 - 損傷レベル2: 損傷レベル1を超え、コンクリートの圧縮縁のひずみが0.0025に達する点までの範囲
 - 損傷レベル3: 損傷レベル3を超え、降伏耐力を維持できる範囲

6.3 基礎部材の損傷レベル

基礎部材は、材質のほか、部材の形状によって破壊形態が異なり、損傷に至る過程や損傷状況が異なる。基礎部材には直接基礎および杭基礎におけるフーチング、ケーソンく体、場所打ち杭、鋼管矢板井筒基礎の頂版および連壁井筒基礎に用いられる現場施工の鉄筋コンクリート部材のほか、既成杭としてのRC杭、PHC杭、鋼管杭、鋼管矢板などがあり、材質および形状は多種多様である。したがって、基礎部材の損傷レベルの設定に際してこれらの条件を考慮する必要がある。

部材の破壊形態には、部材が有するせん断耐力が曲げ耐力に達するときに発生する最大せん断力よりも大きい曲げ破壊モードと、小さいせん断破壊モードとがあり、一般には曲げ破壊モードとなっているのが望ましい。表6に基礎構造物の主要な部材について、破壊形態が曲げ破壊モードとなる場合の基礎の安定レベルと部材の損傷レベルの考え方の例を示す。なお、図11に部材の破壊形態が曲げ破壊モードの鉄筋コンクリート部材の荷重と曲率の関係を示す。

- ・損傷レベル1: 原点からB点までの範囲
- ・損傷レベル2: B点からC点までの範囲
- ・損傷レベル3: C点からD点までの範囲
- ・損傷レベル4: D点以降の範囲

ただし、フーチングおよび頂板などは部材の形状からせん断破壊先行型の部材となり、変形性能に期待した設計が困難になることが多い。

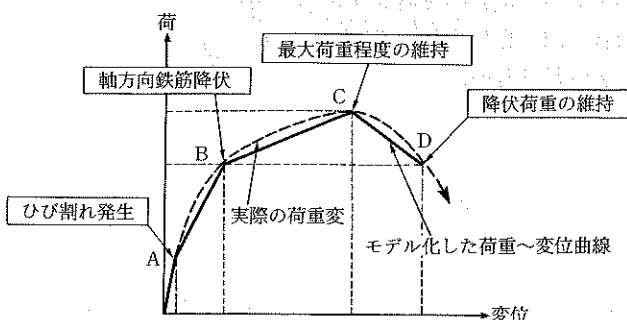


図11 鉄筋コンクリート部材の荷重~変位曲線の包絡線(低軸力下)

6.3 基礎の応答変位および残留変位

構造物変位の大部分が基礎の変位に起因することが多く、耐震設計においては基礎の応答変位量および残留変位の照査は重要である。

安定レベル1は、列車の走行性を確保するとともに、有害な残留変位が生じないこと。安定レベル2は、構造物の機能に有害な変位が生じないこと、および地震後において列車の走行性が可能な範囲内に残留変位を留めること。安定レベル3は、落橋等が生じるような過大な変位が生じないこと、および補修・補強により構造物の再使用が可能な範囲内に残留変位量を留めること。

7. おわりに

兵庫県南部地震を契機として、鉄道構造物の耐震設計法

が大きく変貌を遂げた。設計で考慮する地震動は大きくなり、構造物の安全性の照査方法は、従来の許容応力度法から耐震性能を照査する性能照査型へと移行した。応答値の算定は動的解析法によることが原則で、高度な解析技術が必要とする傾向にあり、解析技術と入力データとなる部材や地盤に関する物性値の精度のバランスに注意する必要がある。特に基礎の耐震設計では、現状では地盤の物性値は鉄筋コンクリートなどの人工の材料に対して信頼性、推定精度が劣ることは否めない。また、基礎構造物の挙動は、地盤の挙動に強く影響を受けるため、その性状を把握することが重要である。液状化を含めて地盤の物性値に関して、まだ未解決の問題も多いことを認識して、慎重に行うことが大切である。今後は、地震動や地盤、さらには地盤と構造物の相互作用の問題、さらには地盤調査法を含めた研究の進展により、より精度の高い耐震設計法の確立が望まれる。

第6回 震災対策技術展 神戸シンポジウムの開催について 「地震被害と地質・地盤情報」

—これからの都市地震防災計画に地質・地盤情報をどのように役立てるか—

日本応用地質学会と(社)全国地質調査業協会連合会は共同で「都市地震防災地盤図検討委員会」を組織し、都市地震防災計画に役立つべき動的地盤図の作成等の研究を進め、その研究成果をまとめました。この研究成果を中心に、台湾集集地震、鳥取県西部地震等最近の地震被害の研究を加えて、「地震被害と地質・地盤情報」—これからの都市地震防災計画に地質・地盤情報をどのように役立てるか—をテーマとしたシンポジウムを開催することに致しました。当シンポジウムは、地震や地質・地盤関係の研究者・技術者だけでなく、防災行政担当者や一般市民の方にも参加いただけるようわかりやすい内容の構成を考えています。多くの方々の参加を期待しております。

主催：日本応用地質学会・(社)全国地質調査業協会連合会

日時：平成14年2月15日(金)10:00~17:00

場所：神戸国際会議場(ポートアイランド) 〒650-0046 神戸市中央区港島中町6-9-1 (TEL 078-303-0029)

参加費：無料(資料、研究報告書などは実費配布いたします)

参加定員：200名(先着順)、申し込み締め切り平成14年2月1日

問合せ・申込先：日本応用地質学会事務局(〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台2-3-14 お茶の水桜井ビル4F)

TEL: 03-3259-8232, FAX: 03-3259-8233

プログラム：10:00 開会挨拶並びに委員会報告

10:15 研究事例紹介(予定)

- | | |
|-----------------------|---------------|
| (1)「都市地震防災地盤図」作成事例 | 石川浩次(中央開発) |
| (2)「都市平野の重点地質調査地点候補地」 | 中川康一(大阪市立大学) |
| (3)京都市の深部地盤構造 | 竹村恵二(京都大学) |
| (4)濃尾平野の深部地盤構造 | 松澤 宏(応用地質) |
| (5)台湾集集地震と活断層、地形変動 | 井上大榮(電力中央研究所) |
| (6)鳥取県西部地震と地質・地盤 | 横田修一郎(島根大学) |

14:15 特別基調講演：京都大学副学長・理学研究科教授 尾池和夫

演題：「活動期に入った西日本」

15:30 パネルディスカッション：

テーマ「これからの都市地震防災に地質・地盤情報をどのように役立てるか」

16:50 閉会の辞

第6回震災対策技術展は、2月14日と15日の2日間神戸と横浜で開催され、内閣府、国土交通省、文部科学省、消防庁をはじめとする多くの省庁・団体の後援が予定されています。

港湾構造物の耐震設計法

井 合 すすむ*

1. はじめに

周知のとおり、わが国の港湾構造物の設計は、1999年4月に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾(以下「基準」という)に基づいている。しかし、同基準については「土と基礎」での解説²⁾、詳細な設計計算例の提示³⁾等、種々の解説書が発刊され、その内容については広く読者に行きわたっており、今回あらためて解説する必要性は小さいかと思われる。そこで、本稿では、阪神・淡路大震災を契機として耐震性能照査型設計へ移行していく技術体系の流れの中で現在用いられている設計法の位置づけ、種々の構造物の耐震設計における港湾構造物の耐震設計の全体的な特徴を意識する形で、その要点を解説してみたい。

本稿の内容は、平成13年10～11月に開催された地盤工学会主催の「レベル2地震に対する地盤・基礎構造物の耐震設計」講習会の一環として解説した「港湾構造物の耐震設計」によっている。

2. 港湾構造物の地震時挙動の特徴

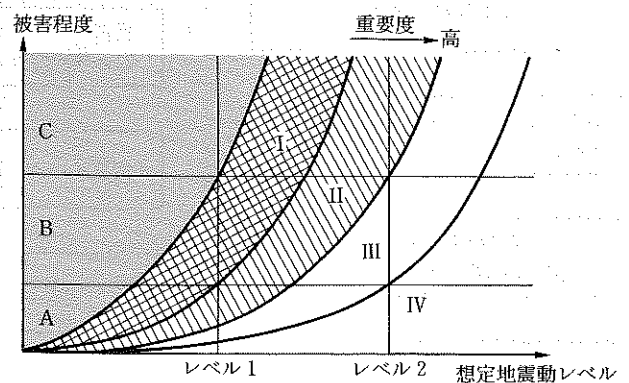
港湾構造物には港湾地域に建設される種々のものがあるが、以下では、重力式・矢板式岸壁のような土圧を受ける港湾構造物を対象として解説する。これらの構造物は、海と陸との境界に建設されるもので、地盤が水で飽和していること、水平成層地盤とは異なり、陸側から海側への地盤の動きが重要なポイントとなること、など、種々の力学的特徴がある。これまで港湾構造物は設計震度0.05～0.25を用いて震度法により設計されてきたが、既往の地震事例に基づいて、これら港湾構造物の地震時挙動の特徴をまとめれば、以下のとおりであろう。

- (1) 岸壁、栈橋の地震被害は、海側への変位として発生するものが多く、構造物全体の崩壊や構造部材の破断など、構造系として壊滅的な被災状態に至る例はきわめて少ない。
- (2) 地盤の液状化の発生の有無に応じて、海側への変位に代表される被害程度が著しく異なる。液状化対策

を実施した場合や地盤条件が良好な場合など液状化が発生しない場合には、岸壁、栈橋は無被害ないし軽微な被害にとどまる場合が多い。

- (3) 一つの港全体としての機能維持の観点から岸壁の地震時被害の影響を眺めた場合、港湾の機能があるレベルで維持されるためには、必ずしもすべての岸壁が無被害ないし軽微な被害に留まっている必要はなく、主要な岸壁群の機能が維持されていればよい。これは、港湾における岸壁が並列的な構造物群システムを形成しているためであると解釈することもできる。この点は、一連の構造物群のうちの一部の構造物が被害を受けた場合にシステム全体系にその影響が及ぶ恐れがある直列的な構造物群システムを中心とする構造物系とは著しく異なる点である。

以上のとおり、港湾構造物は、液状化の検討・対策が十分なレベルで実施されれば、許容変位などの指標により耐震性能を規定し、港湾の機能維持の観点から種々のレベルの耐震性能を設定した耐震性能設計を積極的に導入するのに適した構造物といえる。



被害程度
A: 無被害または軽微な被害
B: 短期間の応急復旧で機能回復
C: 著しい被害を受けるが崩壊はしない

図1 耐震性能の概念

* (独)港湾空港技術研究所特別研究官 (防災)

3. 港湾構造物の耐震性能

耐震性能の概念は、図1のように示すことができる。横軸は想定地震動レベルを示しており、港湾構造物の場合はレベル1地震動（再現期間75年の地震動）、レベル2地震動の2段階について地震動を想定することが適当である。縦軸は構造物の許容被害程度であり、定性的な表現により3段階（A：無被害あるいは軽微な被害，B：短期間の応急復旧で機能回復，C：著しい被害を受けるが崩壊はしない）で示している。具体的には構造形式ごとに定められ、構造物の機能低下の影響および本格復旧の難易度（費用・時間）の二つの要因により規定される。そして、耐震性能は地震動レベルと許容被害程度の両座標軸上で規定され、図1上では、IV、III、II、Iの4段階のグレードにより設定される。図から理解されるように各グレードは、次のような耐

震性能を意味する。

IV：レベル2地震動に対しても被害程度Aにとどまる。

III：レベル1地震動に対しては被害程度A，レベル2地震動に対しては被害程度Bにとどまる。

II：レベル1地震動に対しては被害程度A，レベル2地震動に対しては被害程度Cにとどまる。

I：レベル1地震動に対して被害程度Bにとどまる。

なお、レベル2地震動に対して万一施設の崩壊があった場合でも、これにより周辺に影響を与えないことが望ましい。

このように規定された耐震性能のグレードは構造物の重要度と密接に関係し、一般に構造物の重要度が高いほど耐震性能のグレードも高いものが要求される。

変形などにより規定される耐震性能の照査は、地震時の地盤の変形・強度特性などを考慮した有効応力解析法をはじめとする信頼性の高い動的解析法または模型振動実験により行う。解析的な手法を用いる場合には、検討対象構造物あるいは類似する構造物の被害事例・模型振動実験などにより適用性が確認された手法を用いる。適用性が確認されていない場合には、変形照査に先立ち手法の適用性について検討・確認することが必要である。また、新形式構造物などのように既往の被害事例データがない場合は、新規に模型振動実験を実施するなどの方法で適用性を確認することが望ましい。

表1 設計で考慮する地震動と港湾の施設の耐震性能

地震動レベル	耐震設計で考慮する地震動	対象施設	耐震性能
レベル1	再現期間75年の期待地震動	全ての施設（他の基準等で規定のある施設を除く）	施設の健全な機能を損なわない
レベル2	再現期間数百年の期待地震動、プレート内地震動、あるいはプレート境界地震動	耐震強化施設（耐震強化岸壁、防災拠点等のうち耐震強化の必要な護岸）。その他、橋梁、沈埋トンネル等の港湾の施設でレベル2地震動を考慮すべき施設	所期の機能を保持する

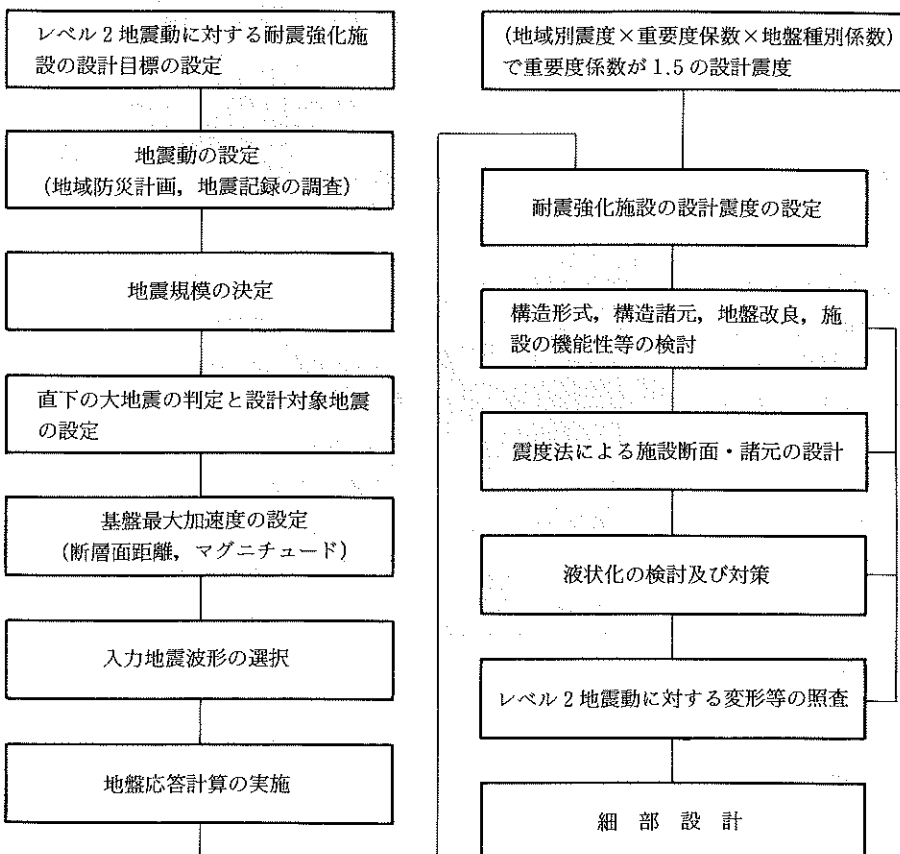


図2 レベル2地震動に対する耐震強化岸壁の設計手順

4. 基準における耐震性能設計の導入

1999年の基準改訂は、このような耐震性能設計の導入段階としての性格を有しており、以下のような形の耐震性能の規定が導入された（表1）。

- (1) すべての港湾構造物はレベル1地震動（再現期間75年の地震動）に対して健全性を損わないように設計する。
- (2) さらに、特に高い重要度の施設（耐震強化施設）は再現期間が数百年以上のプレート内地震あるいは陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震による地震動に対して所期の機能を保持するように設計する。

同様に、導入段階としての位置付けの観点から、耐震性能の照査については、耐震強化施設に対するレベル2地震動のみに限定し、レベル1地震動については、既往の震度法による設計によりおおむねその耐震性能が保証されてい

るものとのスタンスをとり、動的解析や模型実験による照査を省略している。

図2に基準に示された耐震強化施設の設計手順を示す。この手順から理解されるとおり、震度法により施設断面・諸元の設計が行われ、レベル2地震動に地する液状化の検討が行われる。液状化の検討の後、レベル2地震動に対する変形などの照査が行われ、これを受けて細部設計の実施となる。

耐震強化施設は震災直後の緊急物資輸送などの確保・経済社会活動の維持・防災拠点としての利用を目的としており、これらの施設の耐震性能は、このような機能を維持するための観点から変形などの指標を用いて規定することとなる。

5. 設計地震動と設計震度

さきに述べたとおり、1999年基準改訂では、耐震性能照査型の設計に全面的に切りかえるのではなく、従来から用いられてきた実績のある震度法も設計の主体として併用されている。この場合、震度法で用いる設計震度と耐震性能照査で用いる加速度との関連づけが必要となってくる。

周知のとおり、震度法では、地盤・構造物系の動的相互作用を含む地震挙動を、大幅に簡略化して解析する。たとえば、地震時土圧の算定においては、壁体背後の土塊は剛体として挙動し、壁体の変位に伴い土塊は一度形成されたすべり面上を滑動するものと仮定することが多い。これは、古典的な物部・岡部の式^{9),12)}においても、また、最近のレベル2地震動を対象とした地震時土圧の研究⁹⁾で用いられている仮定である。しかし、実際にこの仮定が満足されるのは、(1)壁体の高さが数メートル以下、(2)壁体下の基礎地盤は堅固、(3)壁体背後の土は地下水面より上(または地下水面以下の場合では、礫などのように排水条件が地震時にも満たされる場合)、などの条件がそろった場合である。港湾構造物では、(1)壁体の高さは10~20m程度、(2)壁体下の基礎地盤が軟弱、(3)壁体背後が飽和した砂、などの場合が多く、土塊は剛体として挙動せず、すべり面も明確には形成されず、土の変形が連続的に発生するのが一般的である。

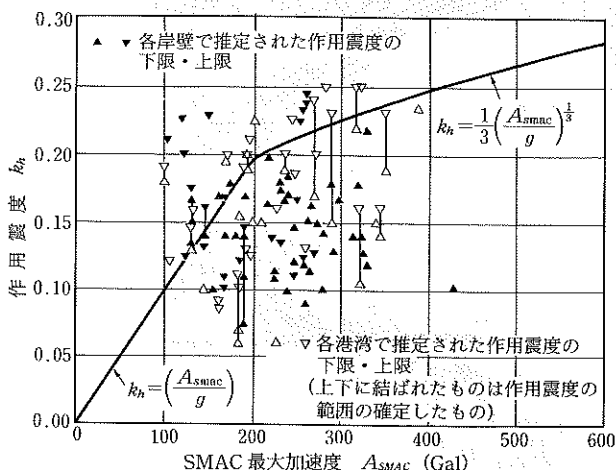


図3 作用震度と地盤(地表面)最大加速度の関係

港湾構造物の震度法による設計では、現在では、設計上の約束ごととして割り切って物部・岡部の式を用いることとしている。その際に、震度法における種々の約束ごとが、全体として実際の岸壁の被害および無被害挙動と整合するように、重力式・矢板岸壁の地震被災事例を逆解析して得られた地盤(地表面)最大加速度 α と作用震度 k_h の関係式を用いている(図3)¹³⁾。

$$k_h = \frac{\alpha}{g} \quad \alpha \leq 200 \text{ Gal}$$

$$k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \alpha > 200 \text{ Gal} \quad (1)$$

ここに、作用震度とは、地震時に構造物に作用した地震動の影響を、さきに述べた種々の約束事を含む震度法で用いることを前提として換算した等価な震度である。作用震度は、地震時の被害・無被害事例に基づいて以下のように評価される。

まず、地盤(地表面)最大加速度 α の地震動において、構造物が被害を受けた場合、その構造断面から逆算で算出した限界震度(震度法において安全率1となる設計震度)よりは、地震時に作用した震度(作用震度)は小さくなければならない。そうでなければ、構造物は被害を受けない計算となり、被害発生的事実と矛盾する。よって、被害が発生した事例の構造断面の限界震度により、作用震度の下限値が与えられる。調査対象港湾での強震観測記録から得られる地盤(地表面)最大加速度の条件を図3の横軸で規定することにより、作用震度の下限値を、各事例ごとに、図3に上向きの矢印として示すことができる。

逆に、地盤(地表面)最大加速度 α の地震動において、構造物が無被害だった場合には、その構造断面から逆算した限界震度よりは、作用震度は小さくならず、これにより作用震度の上限値が定まる。図3では、これを下向きの矢印で示している。

多数の被害、無被害事例を逆解析することにより、種々の地震動レベルにおける作用震度の上限・下限値が求まるはずであるが、実際には、図3に示すように、かなりばらつきのある結果が得られている。式(1)は被災した施設に作用したと想定される地盤(地表面)最大加速度に対する作用震度のほぼ上限値を示すものである。

6. レベル1, 2地震動と設計震度

レベル1地震動については、従来一般の港湾構造物が、作用震度と地盤(地表面)最大加速度との平均的な関係を用いて設計されていることを考慮して、その換算係数を0.59としている。たとえば、地域別震度を定める一般的な地盤である第二種の地盤種別係数が1.0、比較的強固な地盤である第一種地盤種別係数が0.8であるので、A地区の一般的な地盤の地表面の最大加速度の75年期待値は $350/0.8 = 438 \text{ Gal}$ とし、A地区の地域別震度は、 $0.59 \times 1/3 \times (438/980)^{1/3} = 0.15$ として求めている。

表2, 3に地域別震度および地盤種別係数を示す。重要度係数は、重要度に応じて、特定1.5, A級1.2, B級1.0,

表2 地域別震度および基盤加速度の75年期待値

地域区分	地域別震度	再現期間75年 基盤加速度期待値 (Gal)
A	0.15	350
B	0.13	250
C	0.12	200
D	0.11	150
E	0.08	100

表3 地盤種別係数

地盤種別	第一種地盤	第二種地盤	第三種地盤
地盤種別係数	0.8	1.0	1.2

表4 機能上の観点からの岸壁の変形量の上限の目安

構造物本体	エプロン全体の沈下量	20~30 cm
	傾斜	3~5°
	法線の出入り	20~30 cm
エプロン	沈下 エプロン上の段差	3~10 cm
	エプロンと背後地の段差	30~70 cm
	傾斜 順勾配3~5%, 逆勾配0%	

C級0.8と規定されている。重要度係数と再現期間の関係については、地震動の最大加速度と再現期間が両対数軸上で線形の関係にあると仮定すると、重要度係数が1.0であるB級構造物を再現期間75に対応する基準として、「特定」「A級」「C級」の構造物の設計震度はおおむね150, 100, 50年の再現期間の地震動に相当する。

レベル2地震動として設計に用いる地震は、原則として地域防災計画で定められた想定地震とする。対象施設と想定地震の位置関係等から考えて別途検討することがのぞましい場合には、既往の大規模地震や活断層などの情報に基

表5 供用上の観点からの岸壁の変形量の目安

構造形式	被災変形量：最大はらみ出し量または最大エプロン沈下量			
	重力式係船岸		矢板式係船岸	
岸壁水深	-7.5 m以上	-7.5 m未満	-7.5 m以上	-7.5 m未満
供用可能	0~30 cm	0~20 cm	0~30 cm	0~20 cm
供用制限	30~100 cm	20~50 cm	30~50 cm	20~30 cm

づいて設定する。レベル2地震動については、工学的基盤における最大加速度の距離減衰式で与えられる最大基盤加速度から対象施設の地盤条件を用いて地震応答計算（たとえばSHAKE等）を行い、式(1)により設計震度を算定する。レベル2地震動に対する震度の算定の考え方の原則は、以上のとおりであるが、地域別震度などに基づいた設計震度との比較、設計震度の下限値を0.25とするなど、基準にはさらに細かい規定が示されている。

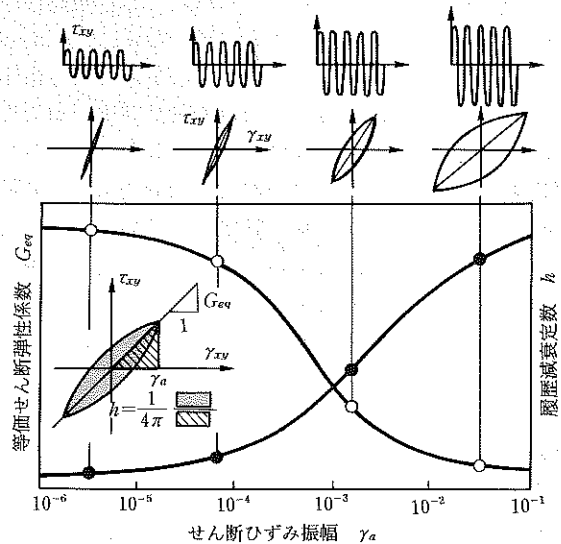


図4 排水条件での砂の応力-ひずみ関係の概念図

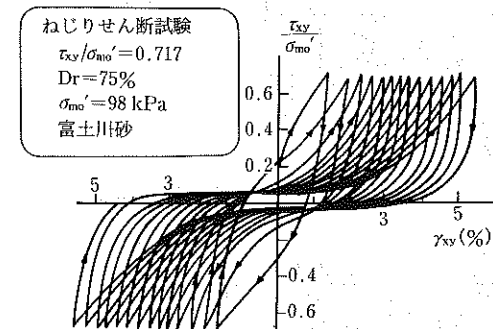
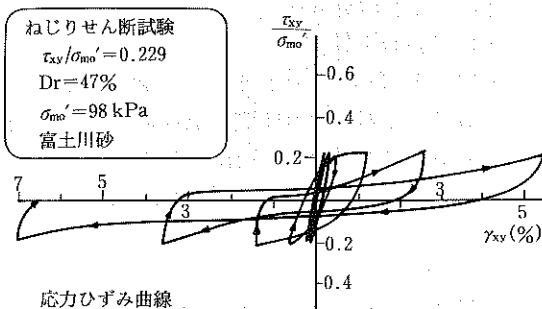
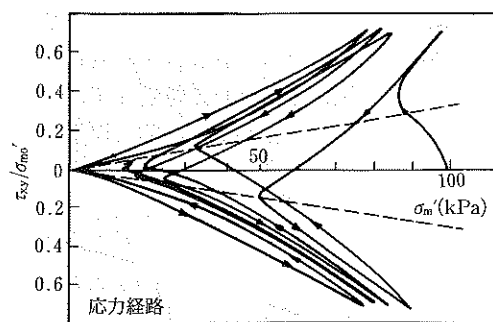
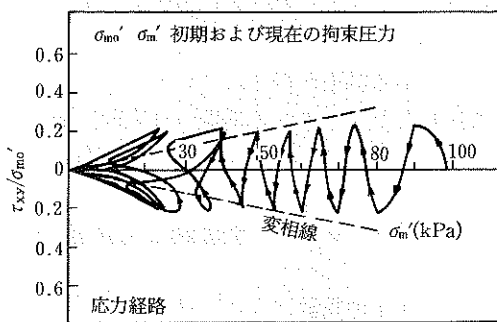


図5 非排水条件での砂の応力-ひずみ関係の例³⁾

重力式岸壁では、壁体の幾何的
形状を決定すること、あわせて、
液状化対策の効果なども評価する
ことが中心となる。震度法による
設計では、滑動、転倒、基礎の支
持力に対する検討を行い、所定の
安全率を確保することが必要であ
る。この際に必要となる地震時土
圧は、物部・岡部の式によって算
定する。また、基礎の支持力は、
ビショップ法により偏心傾斜荷重
に対する安定を検討する。

矢板式岸壁では、矢板本体、控
え工、タイロッドの諸元を決定することが設計の目標となる。このうち、矢板本体の設計では、根入長の設計、矢板本体の諸元の設計を行うこととなる。

レベル2地震動に対する変形照査では、レベル2地震動に対する液状化対策の効果の評価も含めた総合的な検討を行うことが目的となる。耐震強化岸壁の許容変形量の目安として、表4、5が基準に示されている。

7. 耐震性能照査

先に述べたとおり、耐震性能照査においては、地震時の地盤の変形・強度特性などを考慮した有効応力解析法をはじめとする信頼性の高い動的解析法または模型振動実験により行う。土構造物の動的変形解析では、ニューマーク法¹⁰⁾とよばれる土塊の剛体滑動を仮定した簡易法による変形解析が用いられることも多いが、港湾構造物をはじめとする飽和した砂を含む地盤・構造物系への適用には、著しい限界があると考えるのが妥当であろう。

ニューマーク法の適用性があるのは、土の応力-ひずみ関係が、図4に示すように、排水状態ないし乾燥状態での履歴ループを描く場合であり、かつ、土塊の大きさが比較的小型の場合である。排水状態ないし乾燥状態での履歴ループの上限・下限が、土の持つ排水せん断強度で与えられる。これに対して、非排水状態では、たとえば、図5に示すように、応力-ひずみ関係は著しく異なり、これらの応力-ひずみ関係において、排水状態ないし乾燥した状態の砂の場合に定義されるせん断強度に相当する値を定めることはきわめて困難であることが見てとれよう。

図6に、このような非排水状態での応力-ひずみ関係を考慮して、1995年の阪神・淡路大震災での状況を模擬して有効応力解析プログラムFLIP¹¹⁾により解析した重力式岸壁の地震後の変形を示す。このような解析結果を基に、先に表4、5に示した許容変形量に対して、解析対象断面が、所用の耐震性を発揮するか否かの照査を行う。

最近では、解析対象断面を地盤のN値をケーソン・地盤の幾何的条件を定型化したうえで、有効応力解析法を用い

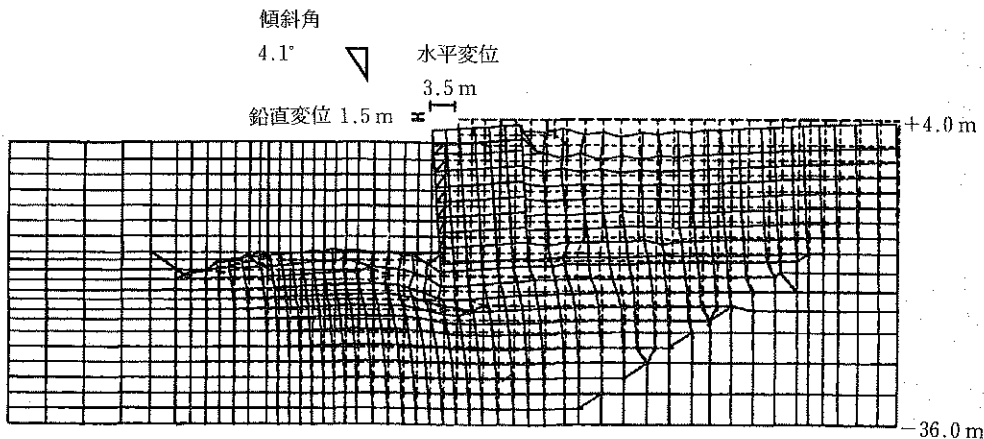


図6 重力式岸壁の有効応力解析例¹¹⁾

たパラメータ解析を行い、その結果を集約して、簡易的に変形量などを推定するための設計チャートも作成されている⁷⁾。このような設計用チャートは、概略的な耐震性能照査や液状化対策の要・不要の大局的な判断のためのスクリーニングや優先度付けなどのために広く活用されることが期待されている。

参考文献

- 1) 井合 進他: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, 地盤工学会, pp. 1-15, 1992.
- 2) 井合 進他: Performance of caisson type quay walls, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, No. 2, 地盤工学会, pp. 209-216, 1998.
- 3) 石原研一: Stability of natural deposits during earthquakes, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp. 327-376, 1985.
- 4) 運輸省港湾局監修: 埋立地の液状化対策ハンドブック (改訂版), 沿岸開発技術研究センター, p. 421, 1997.
- 5) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会発行, 1181 p., 1999.
- 6) 沿岸開発技術研究センター: 港湾構造物設計事例集, 沿岸開発技術ライブラリー No. 1, 1999.
- 7) 沿岸開発技術研究センター: 重力式岸壁の簡易耐震性能照査の手引き (案), 沿岸センター技術資料, No. 1, pp. 1-18, 1999.
- 8) 岡部三郎: General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, 土木学会誌, 第10巻, 第6号, pp. 1277-1323, 1924.
- 9) 古岡純一他: A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, No. 2, 地盤工学会, pp. 209-216, 1998.
- 10) Newmark, N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, 5th Rankine lecture, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160, 1965.
- 11) 野田節男他: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol. 14, No. 4, pp. 67-111, 1975.
- 12) 物部長徳: 地震上下動に関する考察並に振動雑論, 土木学会誌, 第10巻, 第5号, pp. 1063-1094, 1924.
- 13) 山本修司・上部達生: 港湾構造物の新しい耐震設計, 土と基礎, Vol. 47, No. 6, pp. 17-20, 1999.